



La gestion dynamique des relations hauteur-débit des stations d'hydrométrie et le calcul des incertitudes associées : un indicateur de gestion, de qualité et de suivi des points de mesure

Thomas Morlot

► To cite this version:

Thomas Morlot. La gestion dynamique des relations hauteur-débit des stations d'hydrométrie et le calcul des incertitudes associées : un indicateur de gestion, de qualité et de suivi des points de mesure. Sciences de la Terre. Université de Grenoble, 2014. Français. NNT : 2014GRENU029 . tel-01146918

HAL Id: tel-01146918

<https://theses.hal.science/tel-01146918>

Submitted on 29 Apr 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Terre, Univers et Environnement**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Thomas MORLOT

Thèse dirigée par **Anne-Catherine FAVRE**
et codirigée par **Christian PERRET**

préparée au sein du **Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE)** en collaboration avec EDF-DTG
et de **L'Ecole Doctorale Terre, Univers, Environnement (TUE)**

La gestion dynamique des relations hauteur-débit des stations d'hydrométrie et le calcul des incertitudes associées.

Un indicateur de gestion, de qualité et de suivi des points de mesure.

Thèse soutenue publiquement le **1er Octobre 2014**,
devant le jury composé de :

M. Denis DARTUS

Professeur, INP-ENSEEIH, France, Rapporteur

M. Jérôme LE COZ

Chercheur, IRSTEA/HHLY, France, Rapporteur

M. Dominique BÉROD

Chef de division, OFEV, Suisse, Examinateur

M. Asgeir PETERSEN-ØVERLEIR

Scientifique senior, Statkraft, Norvège, Examinateur

M. Philippe BELLEUDY

Professeur, UJF, France, Examinateur

Mme. Isabelle LELEU

Directrice adjointe, SCHAPI, France, Invitée

M. Christian PERRET

Expert, EDF-DTG, France, Co-Directeur de thèse

Mme. Anne-Catherine FAVRE

Professeur, INP/ENSE3, France, Directeur de thèse



Table des matières

Résumé Français	9
Résumé Anglais	13
INTRODUCTION GÉNÉRALE	15
I Les fondamentaux de l'hydrométrie	19
1 Notions d'hydrométrie	21
1.1 Définitions et notations	22
1.1.1 Le vocabulaire employé	22
1.1.2 Les notations utilisées	24
1.2 Zoom sur l'hydrométrie	24
1.3 Les stations d'hydrométrie	25
1.3.1 Les stations limnimétriques	25
1.3.2 Les autres types de stations	27
1.4 Les jaugeages : méthode traditionnelle de mesure ponctuelle du débit des rivières	29
1.4.1 Jaugeage capacitif ou volumétrique	29
1.4.2 Jaugeage par dilution	29
1.4.3 Jaugeage par exploration du champ des vitesses	31
1.4.4 Jaugeage "hydraulique"	35
2 Les limites de l'hydrométrie opérationnelle	37
2.1 Limites d'utilisation du matériel de jaugeage en situation extrême	38
2.1.1 À bas débit : situation d'étiage	38
2.1.2 À haut débit : situation de crue	39
2.2 L'extrapolation des courbes de tarage	40
2.2.1 À bas débit	41
2.2.2 À haut débit	41
2.2.3 Bilan des extrapolations à haut débit	44
2.3 Une mise en œuvre parfois difficile et coûteuse	44
2.4 Des stations hydrométriques plus ou moins stables	45
2.5 La variabilité d'ordre 1 et la variabilité d'ordre 2	46
2.5.1 Caractérisation de la variabilité d'ordre 1	47
2.5.2 Caractérisation de la variabilité d'ordre 2	48

2.5.3	Résultats	50
2.6	Constat : nécessité d'un tracé dynamique accompagné d'un modèle d'incertitudes	50
3	Le réseau de mesures d'EDF-DTG	53
3.1	Comment s'est-il construit ?	54
3.2	Le réseau hydrométéorologique	55
3.3	Le réseau hydrométrique	55
4	Conclusion de la première partie	61
II	La gestion dynamique de la courbe de tarage	63
5	Introduction à la gestion dynamique de la courbe de tarage	65
5.1	Revue bibliographique sur le tracé des courbes de tarage	66
5.1.1	Origine des courbes de tarage	66
5.1.2	Le problème de non stationnarité des courbes de tarage	67
5.1.3	Le problème de l'extrapolation des courbes de tarage	67
5.1.4	Le problème des courbes de tarage par morceaux	67
5.1.5	Des procédés mathématiques innovants	68
5.2	Nos hypothèses	68
5.2.1	Les hypothèses d'échantillonnage	68
5.2.2	Les hypothèses hydrauliques	69
5.3	Les étapes de la gestion dynamique	71
6	La variabilité des relations Hauteur-Débit	77
6.1	Critique du nuage de jaugeages	78
6.2	Construction d'une courbe de tarage moyenne CM	79
6.3	Définition de la variable $\Delta Q_{\%}$	80
6.4	Définition de la dérive et de la variabilité	80
6.5	Déterminations de bornes à dire d'expert	82
7	Segmentation d'un nuage de jaugeages en populations hydrauliquement homogènes	85
7.1	À quoi sert la segmentation ?	86
7.1.1	En général	86
7.1.2	En hydrométrie	87
7.2	Présentation de deux procédures de segmentation	88
7.2.1	Procédure de segmentation de Hubert <i>et al.</i> (1989)	88
7.2.2	Procédure de segmentation de Kehagias et Fortin (2006)	89
7.3	Protocole d'application des procédures de segmentation en hydrométrie	89
7.3.1	Variable d'entrée α	89
7.4	Application pour la station hydrométrique de l'Altier à la Goulette.	91
7.4.1	Résultats de la procédure de segmentation de Hubert <i>et al.</i> (1989)	91
7.4.2	Résultats de la procédure de segmentation de Kehagias et Fortin (2006)	92
7.5	Quelques outils statistiques	94
7.5.1	Test de tendance de Mann-Kendall	94
7.5.2	Le test du coefficient de corrélation (autocorrélation)	96
7.6	Comment objectiver et valider une segmentation ?	98
7.6.1	Confirmation physique et hydraulique	98
7.6.2	Confirmation mathématique	99

7.7	Cas de la station hydrométrique de la Loire à Montjean	103
8	Tracé des courbes de tarage zéros (CT0s)	105
8.1	Qu'est-ce qu'une courbe de tarage 0 ?	106
8.2	Variabilité autour des courbes de tarage zéros	107
9	L'approche variographique	109
9.1	Construction d'un premier tracé "grossier" de N courbes de tarage.	111
9.1.1	Comparaison des jaugeages à leurs $CT0s$ respectives	111
9.1.2	Obtention de la pondération du Δh	112
9.1.3	Obtention du premier tracé "grossier"	112
9.2	Construction d'un modèle de vieillissement des intervalles de confiance : l'ap- proche variographique.	113
9.3	Le variogramme empirique	114
9.3.1	Variogramme empirique (contexte géostatistique spatial)	114
9.3.2	Variogramme empirique en hydrométrie (contexte temporel)	116
9.4	Le variogramme théorique	117
9.4.1	Différents types de variogramme théorique	117
9.4.2	Vieillissement pour une hauteur d'eau précise après Δt jours	118
9.4.3	Intervalle de confiance	118
9.5	Construction des variogrammes empiriques et théoriques	119
9.5.1	Chronique de débits pour une hauteur donnée	119
9.5.2	Calcul du variogramme empirique	120
9.5.3	Sélection du variogramme théorique adéquat	120
9.5.4	Lien avec la réalité physique de la morphologie du lit des rivières	121
9.6	Apport de la gestion dynamique des courbes de tarage - Exemple de Rocherousse	122
9.7	Serait-il possible d'avoir un unique variogramme par station ?	124
9.8	Le variogramme, un indicateur de stabilité ?	126
10	Tracé dynamique des courbes de tarage	129
10.1	Incertitudes "forfaitaires" sur les jaugeages.	130
10.1.1	Incertitudes des jaugeages effectués au moulinet.	130
10.1.2	Incertitudes des jaugeages effectués par dilution.	130
10.1.3	Incertitudes des autres jaugeages et du point de convergence.	131
10.2	Echantillonnage des jaugeages	132
10.2.1	Sélection des analogues hydrauliques de chaque jaugeage	132
10.2.2	Avec l'hypothèse de la zone de convergence	133
10.3	Méthode de tracé des N courbes de tarage finales.	135
10.3.1	Pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean.	135
10.3.2	Pour d'autres stations hydrométriques du réseau EDF-DTG.	139
10.4	Etudes des paramètres a , b et h_0 des courbes de tarage générées.	139
10.4.1	La gestion dynamique même pour les stations les plus stables.	139
10.4.2	Signification des paramètres a , b et h_0	140
10.4.3	Vers un modèle final de vieillissement des intervalles de confiance.	142
10.5	Comparaison avec la gestion historique des courbes de tarage	142
11	Conclusion de la seconde partie	145

III	Le modèle d'incertitudes	147
12	Description du modèle d'incertitudes	149
12.1	Quand le résultat de mesure est une variable aléatoire	150
12.1.1	Cas d'un échantillon tiré d'une population	150
12.1.2	Niveau de confiance des erreurs aléatoires	151
12.2	Estimation de l'incertitude de mesure selon le GUM	151
12.2.1	Evaluations de type A	152
12.2.2	Evaluations de type B	152
12.2.3	Loi de composition des incertitudes	152
12.3	L'évaluation de l'incertitude de mesure et la méthode GUM	153
12.3.1	Erreurs systématiques connues (en principe)	154
12.3.2	Erreurs systématiques inconnues ou erreurs de tolérance	154
12.3.3	Erreurs aléatoires	155
12.3.4	Erreurs grossières	155
12.4	Revue bibliographique sur les incertitudes autour des données de débit	155
12.5	Le modèle d'incertitudes de ces travaux de thèse.	156
12.5.1	Intervalle de confiance initial autour des courbes de tarage.	157
12.5.2	Incertainitudes des courbes de tarage après t jours	158
13	Les différents termes d'incertitude	159
13.1	Incertainitude sur la mesure de hauteur d'eau Ir	160
13.2	Incertainitude sur le tracé des courbes de tarage Se	163
13.3	Vieillessement σ_A	164
13.3.1	Autour des courbes de tarage	165
13.3.2	Autour des chroniques de débit	166
14	Calibration statistique	167
14.1	Calibration du modèle d'incertitudes	168
14.1.1	Protocole	168
14.1.2	Résultats	170
14.1.3	Quelle est la valeur ajoutée de l'approche variographique ?	171
14.2	Diagramme de fiabilité	172
14.2.1	Construction	172
14.2.2	Lien avec la physique des rivières : cas de la station de la Loire à Montjean	175
14.3	Est-il possible d'afficher une incertitude autour du diagramme de fiabilité ?	177
15	Conclusion de la troisième partie	179
IV	Application : des outils pour une gestion opérationnelle	181
16	Chroniques de débit régénérées avec intervalles de confiance.	183
16.1	Régénération de chroniques de débit avec intervalles de confiance	184
16.1.1	Simulation du modèle sur 50 années de mesure	184
16.1.2	Zoom sur une année	184
16.2	Date de début de validité des courbes de tarage	186
16.3	Les courbes de tarage 0 n'auraient-elles pas été suffisantes ?	187
16.4	Comparaison avec la pratique actuelle	189
16.4.1	Pour la station de la Loire à Montjean	189
16.4.2	Pour des stations du réseau EDF-DTG	190

16.5 Homogénéité des séries calculées	190
16.6 La méthode est-elle acceptable en temps réel ?	191
17 Outil de gestion des stations hydrométriques	193
17.1 Exemple de la station hydrométrique de la Loire à Montjean	194
17.1.1 Historique de l'évolution du lit de la Loire à Montjean	194
17.1.2 Intervalle de confiance moyen autour des courbes de tarage.	195
17.2 Indicateurs de gestion et de suivi des stations hydrométriques	197
17.2.1 Outil de gestion sur plusieurs stations hydrométriques du réseau EDF-DTG	197
17.2.2 Outil de gestion par gamme de débits	197
18 Conclusion de la quatrième partie	201
CONCLUSION GÉNÉRALE	203
PERSPECTIVES	205
Bibliographie	207
Annexe A : Les ancêtres de l'hydrométrie	217
Annexe B : Hydraulique des écoulements en rivière	229
Annexe C : Les stations hydrométriques du réseau EDF-DTG	253
Annexe D : Tableau des notations utilisées	257
Annexe E : article The Journal of Hydrology	259
Annexe F : <i>Proceedings</i> River Flow 2014, Lausanne	275
Annexe G : article La Houille Blanche	285

Résumé Français

L'hydrométrie moderne est née à l'aube du *XIX^{ème}* siècle de manière concomitante à la révolution industrielle. Les grandes crues observées à cette époque sur les fleuves français ont incité le corps des ingénieurs des ponts et chaussées à développer un réseau d'observations pour quantifier ces phénomènes dévastateurs. Dans le même temps, les industriels ont compris tout l'intérêt que recelait la force motrice des rivières et ils ont appris à maîtriser ce que l'on a rapidement appelé « La Houille Blanche ». Si les crues constituent des événements redoutés pour les ravages causés aux biens et aux personnes, les pénuries sont aussi craintes pour leurs conséquences pour les activités agricoles notamment. Avec l'accroissement de la population et des besoins associés au cours du *XX^{ème}* siècle, la bonne utilisation des ressources en eau est donc devenue un enjeu sociétal majeur que différents organismes institutionnels et privés tentent de mieux cerner en équipant les cours d'eau de dispositifs de mesure de débit. Les réseaux de mesure ainsi constitués deviennent incontournables pour répondre à des questions liées au partage de la ressource en eau, à la sécurité et au bien-être des populations ou encore à la production d'énergie. Pour ce dernier point, les fleuves et rivières représentent les vecteurs de transport des ressources en eau qui constituent soit directement la source d'énergie principale dans le cas des ouvrages hydroélectriques, soit la source froide des machines thermodynamiques dans le cas des centrales thermiques.

Concessionnaire ou propriétaire exploitant d'ouvrages de production d'électricité, EDF (Électricité de France) est responsable de leur fonctionnement en état sûr et du respect des limites imposées par les textes réglementaires. La connaissance des ressources en eau est donc au centre des préoccupations d'EDF qui reste soucieuse de la bonne utilisation de ses installations. La connaissance du débit des rivières est une de ses priorités pour répondre au mieux à trois enjeux principaux que sont la sûreté des installations, le respect d'exigences réglementaires, et l'optimisation des moyens de production.

Pour répondre à ces enjeux, EDF-DTG (Division Technique Générale) a développé un réseau d'observations qui comprend à la fois les paramètres climatiques tels que la température de l'air, les précipitations et l'enneigement, mais aussi le débit des rivières. En 2013 EDF exploite un réseau comportant près de 300 stations de mesure de débit. Les données collectées par des systèmes télé-transmis permettent la surveillance en « temps réel » des cours d'eau ainsi que la réalisation d'études hydrologiques quantitatives ou de dimensionnement d'ouvrages qui nécessitent de disposer de séries patrimoniales de références. Assurer la qualité des données de débits est donc un enjeu de première importance.

On ne mesure pourtant pas en continu le débit d'un cours d'eau car les dispositifs à mettre en œuvre restent onéreux et sans commune mesure avec ce qui est techniquement réalisable. Dans les cas les plus courants, c'est à partir de mesures en continu du niveau des rivières que l'on déduit le débit de ces dernières. Des mesures ponctuelles de débits appelées « jaugeages » permettent de caler un modèle hauteur-débit nommé « courbe de tarage » dans le jargon de l'hydrométrie. Ce sont les équipements installés à demeure sur les rivières pour la mesure des niveaux qui sont dénommés « station d'hydrométrie ». Force est de constater que l'ensemble de ce processus, mesure de niveau et courbe de tarage constitue une manière indirecte de détermination du débit dont le niveau d'incertitude mérite d'être décrit. À chacune des valeurs de débit produites peut être associée un intervalle de confiance qui tient compte des incertitudes de chacune des étapes du processus : mesure de hauteur d'eau, sensibilité de la section de mesure, précision des jaugeages, choix du modèle de tracé, variabilité du contrôle hydraulique et vieillissement de la courbe de tarage.

La quantification des intervalles de confiance n'est cependant pas la seule difficulté et le seul enjeu de l'hydromètre. La rapidité de variation de la relation hauteur-débit rend souvent difficile le suivi en temps réel du débit alors que les besoins de la surveillance temps réel des ouvrages imposent une bonne fiabilité des données en continu. Or, en ce qui concerne les stations les moins stables, celles situées en montagne ou impactées par les végétaux par exemple, la méthode historique pour produire la courbe de tarage qui repose sur une construction à partir d'un nombre suffisant de jaugeages chronologiquement contigus et bien répartis sur la plus grande gamme possible reste mal adaptée aux changements rapides ou cycliques de la relation hauteur-débit. L'état de l'art d'aujourd'hui ne prend ainsi pas assez en compte les phénomènes d'érosion et de sédimentation rapides ainsi que la croissance d'herbiers à caractère saisonnier car la capacité à réaliser des jaugeages par les équipes de gestion reste en général assez limitée. Ainsi, pour améliorer la qualité et la fiabilité des données de débits, ces travaux de thèse explorent une méthode originale de tracé dynamique des courbes de tarage et un calcul des incertitudes associées.

Tout d'abord, une gestion dynamique de la courbe de tarage est créée de sorte que chaque jaugeage donne lieu au tracé d'une nouvelle courbe de tarage. En utilisant des procédures de segmentations existant dans la littérature (Hubert *et al.*, 1989; Kehagias et Fortin, 2006), le nuage de jaugeages d'une station hydrométrique est divisé en plusieurs populations homogènes. On affirme ici que tous les jaugeages d'une même population ont été effectués dans des conditions hydrauliquement homogènes. L'idée consiste alors à aller un cran plus loin dans cette segmentation et à ré-échantillonner pour chaque jaugeage un panier d'autres jaugeages appartenant à la même population pour le supporter dans le tracé : ses analogues hydrauliques.

Ensuite, après avoir déterminé de façon forfaitaire une incertitude pour chaque jaugeage dépendamment de la méthode utilisée (dilution, moulinet, ADCP...) et de la gamme de débit explorée lors de la mesure, une approche variographique est d'abord construite et utilisée pour faire croître l'incertitude des jaugeages en fonction du temps. Les courbes de tarage sont ensuite calculées pour chaque jaugeage par des simulations de Monte-Carlo dans le modèle d'incertitude vieilli de ses analogues hydrauliques.

Après le tracé, un modèle d'incertitudes est construit autour de chaque courbe de tarage. Il prend en compte en plus des incertitudes des jaugeages les erreurs sur la mesure de hauteur d'eau, la sensibilité de la relation hauteur-débit et l'incertitude sur le tracé lui-même. L'approche variographique est réutilisée pour faire vieillir les courbes de tarage et obtenir un intervalle de confiance augmentant avec le temps, et se réactualisant à chaque nouveau jaugeage puisque ce dernier donne lieu au tracé d'une nouvelle courbe de tarage, plus fiable car plus récente

pour l'estimation des débits à venir. On précise ici que la gestion dynamique adoptée améliore l'appréciation du calcul du modèle de vieillissement proposée dans la littérature ([Jalbert et al., 2011](#)). Des chroniques de débit sont enfin obtenues de façon homogène et avec un intervalle de confiance les enveloppant qui prend en compte le vieillissement des courbes générées.

En prenant mieux en compte la variabilité des conditions d'écoulement et la vie de la station considérée, cette méthode dynamique de tracé des courbes de tarage et son modèle d'incertitudes permet de construire des outils de gestion et d'optimisation d'exploitation des points de mesure. Par exemple, elle répond à des questions récurrentes en hydrométrie comme : « Combien de jaugeages faut-il réaliser en une année pour produire des données de débit avec une incertitude moyenne de $X\%$? » et « Quand et dans quelle gamme de débit réaliser ces jaugeages ? ».

Résumé Anglais

Men always wanted to protect themselves from hazards associated with rivers and streams. Whether we talk about low flow, pollution or flooding, streams very quickly interested scientists because of their wealth. For research, they constitute a mine of information for hydrological modelers. For engineering, they become essential to address issues related to sharing of water resources, to safety and well being of people and to energy production. Indeed, rivers and streams are the vectors of transport of water resources that are either directly the main source of energy in the case of hydroelectric plants or cold source of thermodynamic machines in the case of thermal power stations. Water is also an essential element in the production of electricity from hydro, thermal or nuclear.

Dealer or owner operator of electricity production structures, EDF (Électricité de France) is responsible for their operation in safe condition and for the respect of the limits imposed by the regulations. Thus, the knowledge of water resources is one of EDF main concerns since the company remains preoccupied about the proper use of its facilities. The knowledge of streamflow is one of its priorities to better respond to three key issues that are plant safety, compliance with regulatory requirements, and optimizing the means of production.

To meet these needs, EDF-DTG (Division Technique Générale) operates an observation network that includes both climatic parameters such as air and temperature, then the precipitations and the snow, but also the streamflow. In 2013, EDF operates a hydrometric network having more than 300 gauging stations. The data collected allows real time monitoring of rivers, as well as hydrological studies and the sizing of structures. Ensuring the quality of the stream flow data is a priority.

Up to now it is not possible to measure continuously the flow of a river since direct measurements of discharge are time consuming and expensive. In most common cases the flow of a river can be deduced from continuous measurements of water level. Punctual measurements of discharge called gaugings allow to develop a stage-discharge relationship named rating curve in the field of hydrometry. These are permanently installed equipment on rivers for measuring levels that are called “hydrometric station”. It is clear that the whole process, water level measurements, gaugings and rating curves constitute an indirect way of estimating the discharge in rivers whose associated uncertainties need to be described. At each produced flow value may be associated a confidence interval that reflects the uncertainty of each step of the process : water level measurement, sensitivity of the cross section, gauging accuracy, variability of the hydraulic control and aging of the rating curve.

Quantification of confidence intervals is however not the only problem and the only issue of the hydrometer. Fast changes in the stage-discharge relationship often make the streamflow real time monitoring quite difficult while the needs of continuous (short- time step) high reliability data is obvious. The historical method to produce the rating curve based on a construction from a sufficient number of gaugings chronologically contiguous and well distributed over the widest possible range of discharge remains poorly adapted to fast or cyclical changes of the stage-discharge relationship. Thus this method is not suited to hydrometric stations subject to frequent changes, in particular those located in mountainous regions or impacted by vegetation. The classical method does not take sufficiently into account the erosion and sedimentation processes as well as the seasonal vegetation growth. Besides, the ability to perform gaugings by management teams generally remains quite limited. Thus, to get the most accurate streamflow data and to improve their reliability, this thesis explores an original dynamic method to compute rating curves based on historical gaugings from a hydrometric station and to calculate the associated uncertainties.

First, a dynamic rating curve assessment is created in order to compute a rating curve for each gauging at a considered hydrometric station. By using existing segmentation procedures (Hubert *et al.*, 1989; Kehagias et Fortin, 2006), the cloud of gaugings of a hydrometric station is divided into several homogeneous populations. We affirm here that all gaugings belonging to a same population were performed in hydraulically homogeneous conditions. Then, the idea consists in going further away into the segmentation by resampling for each gauging a family of others gaugings belonging to the same population to support it in the curve fitting : the hydraulic analogs.

Then, after giving standard values of uncertainty to each gauging depending on the method used (dilution, velocimeter, ADCP...) and the measured range of discharge, a variographic analysis is firstly built and used to age the gaugings. Rating curves are then computed for each gauging with Monte-Carlo simulations in the model of uncertainty of its aged hydraulic analogs.

After the tracing, a model of uncertainty is built around each computed rating curve. It takes into account the uncertainty of gaugings, but also the uncertainty in the measurement of the water height, the sensitivity of the stage discharge relationship and the quality of the tracing. The variographic analysis is reused to age the rating curves and obtain a final confidence interval increasing with time, and actualizing at each new gauging since it gives rise to a new rating curve more reliable because more recent for the prediction of discharge to come. We precise that the dynamic rating curve assessment improves the model of aging proposed in the literature (Jalbert *et al.*, 2011). Chronological series of streamflow data are obtained homogeneously and with a confidence interval that takes into consideration the aging of the rating curves.

By taking into account the variability of the flow conditions and the life of the hydrometric station, this original dynamic method can answer important questions in the field of hydrometry such as « How many gauging a year have to be made so as to produce stream flow data with an average uncertainty of X% ? » and « When and in which range of water flow do we have to conduct those gaugings ? ».

Introduction générale

Contexte de l'étude

L'eau, parcourant son cycle encore et encore, alimente les cours d'eau. Le petit torrent de montagne à pente élevée se transforme en rivière de piémont. Puis voyant sa pente diminuer évolue en rivière de plaine, pour finir en fleuve allant se jeter dans la mer. Ces rivières, de parcours, de formes et de caractéristiques différentes ont tout de suite intéressé les êtres humains par leurs polyvalences, leurs puissances et leurs richesses. Les hommes ont su utiliser leurs atouts pour subvenir à leurs besoins, qu'ils soient domestiques, agricoles, industriels, pour leur transport ou encore pour leurs loisirs. Des activités, des métiers et des vocations se sont alors développés autour des rivières et très vite l'homme s'est intéressé au débit de ces dernières. D'hydromètres ont été qualifiés les hommes qui se sont lancés dans la longue tâche que représente la constitution de chroniques de débit des rivières. C'est cette tâche qui caractérise la vocation principale de ces travaux de thèse.

Mais pourquoi donc mesurer le débit des rivières, et pour quels usages ? Si les réponses à ces questions peuvent paraître évidentes pour l'initié, l'interrogation reste légitime pour toute personne non concernée par les enjeux liés à l'eau dans son quotidien.

Tout d'abord, de longues séries de débits permettent de comprendre, quantifier et prévenir des risques liés aux inondations. Etudier le long passé des rivières permet d'en appréhender leur futur et de faire de la prévention quant à la sécurité des populations et des installations. Aussi, les données de débit sont utiles pour la quantification de la ressource en eau. Elles permettent de connaître les volumes disponibles pour l'alimentation en eau potable des populations mais aussi pour la vie aquatique. Des séries chronologiques de débit fiables apporteront également une aide à la recherche car elles représentent en-effet un précieux témoin pour tout modélisateur, chercheur ou même prévisionniste cherchant à savoir si les données de sortie des modèles qu'ils créent sont cohérentes et en adéquation avec les réalités observées en rivières. Enfin, l'écologie, l'énergie et le partage de la ressource en eau (irrigation et arrêtés sécheresse, pratique de sport d'eaux vives, pêche) sont autant de domaines qui nécessitent une connaissance pointue du débit des rivières pour respecter les règles imposées par chacune d'entre eux. Cette liste loin d'être exhaustive éclaire davantage les raisons qui poussent les hydromètres à connaître et de façon précise, le débit des rivières en certains points d'intérêt. De là naît une autre interrogation : quelles sont les raisons qui pousse une entreprise comme Électricité de France (EDF) à connaître et de façon précise le débit des rivières ?

Concessionnaire ou propriétaire exploitant d'ouvrages de production d'électricité, EDF est

responsable de leur fonctionnement en état sûr et du respect des limites imposées par les textes réglementaires. Les fleuves et les rivières sont les vecteurs de transport des ressources en eau qui constituent soit directement la source d'énergie principale dans le cas des ouvrages hydroélectriques, soit la source froide des machines thermodynamiques dans le cas des centrales thermiques. L'eau représente donc un élément indispensable à la production d'électricité d'origine hydraulique, thermique ou nucléaire. La connaissance des ressources en eau est donc au centre des préoccupations d'EDF qui reste soucieuse de la bonne utilisation de ses installations. La connaissance du débit des rivières est une de ses priorités pour répondre au mieux à trois enjeux principaux que sont la sûreté des installations, le respect d'exigences réglementaires, et la bonne gestion des moyens de production.

EDF doit répondre en premier lieu à l'enjeu de sûreté pour ses outils de production hydraulique et nucléaire. En apportant des informations quantitatives sur les transits de masses d'eau lors des crues, les contrôles en continu des débits contribuent à une meilleure gestion des ouvrages en application des consignes de crues pour les barrages et des règles particulières de conduite pour les centrales nucléaires. En alimentant les bases de données pour enrichir les études de pré-dimensionnement, ils permettent d'améliorer la quantification des risques inhérents aux événements extrêmes.

Le respect des exigences réglementaires constitue une autre préoccupation majeure à l'heure où la pression sociétale et les impacts de la vulnérabilité climatique se font de plus en plus forts pour une meilleure prise en compte des enjeux environnementaux. Les plus importantes pour EDF sont sans doute l'augmentation des débits réservés (débit minimum à restituer à la nature en aval des ouvrages) et la maîtrise des échauffements des centrales thermiques et nucléaires.

Enfin, ces contraintes réglementaires impactent de fait les capacités de production. Aussi, la quantification de la ressource en eau disponible constitue l'une des conditions de l'optimisation des moyens de production. C'est ainsi que pour répondre à ces enjeux, EDF-DTG (Division Technique Générale) a développé un réseau d'observations qui comprend à la fois les paramètres climatiques tels que la température de l'air, les précipitations et l'enneigement, mais aussi le débit des rivières. Pour le débit, en 2013 EDF exploite un réseau comportant près de 350 points dont 280 stations hydrométriques. Les données collectées par des systèmes télé-transmis permettent la surveillance en « temps réel » des cours d'eau ainsi que la réalisation d'études hydrologiques quantitatives ou de dimensionnement d'ouvrages qui nécessitent de disposer de séries patrimoniales de référence. Assurer la qualité des données de débits est donc un enjeu de première importance.

On ne mesure pourtant pas en continu le débit d'un cours d'eau car les dispositifs à mettre en œuvre restent sans commune mesure avec ce qui est techniquement réalisable. Dans les cas les plus courants, c'est à partir de mesures en continu du niveau des rivières que l'on déduit le débit de ces dernières. Des mesures ponctuelles de débits appelées jaugeages permettent de caler un modèle hauteur-débit nommé « courbe de tarage » dans le jargon de l'hydrométrie. Ce sont les équipements installés à demeure sur les rivières pour la mesure des niveaux qui sont dénommés « station d'hydrométrie ».

Force est de constater que l'ensemble de ce processus, mesure de niveau et courbe de tarage constitue une manière indirecte de détermination du débit dont le niveau d'incertitude mérite d'être décrit. A chacune des valeurs de débit produites peut être associée un intervalle de confiance qui tient compte des incertitudes de chacune des étapes du processus : mesure de hauteur d'eau, sensibilité de la section de mesure, précision des jaugeages, choix du modèle de

tracé et variabilité du contrôle hydraulique.

Outre les utilisateurs des données produites, la quantification des intervalles de confiance associés intéresse aussi directement le producteur de ces données. En qualifiant l'incertitude de la donnée produite, il serait en mesure de vérifier qu'elle correspond aux enjeux du point de mesure et pourrait ainsi adapter les efforts fournis sur chacune des stations d'hydrométrie qu'il exploite, aux enjeux associés et à la difficulté technique inhérente aux conditions d'écoulement. L'hydrologue de terrain pourrait ainsi montrer que produire des données avec un intervalle de confiance de 10% nécessiterait un effort en jaugeages de l'ordre de 10 mesures par an pour certains points de mesure alors que pour d'autres, il suffirait d'un seul jaugeage. Des stratégies de gestion des points de mesure deviendraient alors possibles.

La quantification des intervalles de confiance n'est cependant pas la seule difficulté et le seul enjeu de l'hydromètre. La rapidité de variation de la relation hauteur-débit rend souvent difficile le suivi en temps réel du débit alors que les besoins de la surveillance en continu des ouvrages imposent une bonne fiabilité des données. Or, en ce qui concerne les stations les moins stables, celles situées en montagne ou impactées par les végétaux par exemple, la méthode historique pour produire la courbe de tarage qui repose sur une construction à partir d'un nombre suffisant de jaugeages chronologiquement contigus la plupart du temps et bien répartis sur la plus grande gamme possible reste mal adaptée aux changements rapides ou cycliques de la relation hauteur-débit. L'état de l'art d'aujourd'hui ne prend ainsi pas assez en compte les phénomènes d'érosion et de sédimentation rapides ainsi que la croissance d'herbiers à caractère saisonnier car la capacité à réaliser des jaugeages par les équipes de gestion reste en général assez limitée.

Lorsque l'hydrologie de mesure ne consistait qu'à produire des séries chronologiques pour les études de pré-dimensionnement, la méthode discrète d'élaboration de la courbe de tarage restait acceptable. Il n'en va plus de même aujourd'hui où les contrôles de débits conditionnent la gestion d'ouvrages qui impactent des enjeux majeurs cités précédemment (sûreté, environnement, économique). L'utilisation en temps réel d'un débit qui a été établi à partir d'une relation hauteur-débit insuffisamment maîtrisée devient ainsi de moins en moins acceptable dans le contexte d'aujourd'hui.

Tout hydrologue averti sait que les crues ne sont pas les seuls phénomènes naturels susceptibles de modifier les relations hauteur débit de ses stations d'hydrométrie. Le développement d'herbiers durant les périodes estivales, les phénomènes naturels d'érosion et de sédimentation ou encore et tout simplement les travaux d'entretien sont aussi des causes de détarages importants. En conditions opérationnelles, l'art de l'hydrologue de mesure consiste à détecter à partir d'un jaugeage si la relation qu'il a précédemment établie reste valable et le cas échéant, d'en proposer une nouvelle. Dans ce cas, l'opérateur se trouve devant une situation délicate qui consiste à tracer une relation complexe avec un seul point de jaugeage !

On conclut facilement que la méthode de gestion des relations hauteur-débit des stations d'hydrométrie n'est pas toujours adaptée aux contraintes de l'exploitation temps réel des données des stations d'hydrométrie et qu'il conviendrait de travailler à des méthodes plus réactives qui prennent mieux en compte la rapidité des changements de ces relations et la variabilité des conditions d'écoulement. La production d'intervalles de confiance associés aux données produites dans le système d'informations constituerait également une avancée considérable dans le monde de l'hydrométrie.

Objectifs de la thèse

Les objectifs que tentera d'atteindre cette thèse sont alors les suivants :

- Définir une méthode de construction dynamique des relations hauteur-débit et proposer un intervalle de confiance pour les données de débit produites.
- Proposer une méthode de gestion des stations d'hydrométrie qui intègre des indicateurs de qualité des données.

Le premier objectif du travail doit permettre de répondre aux soucis des gestionnaires de stations d'hydrométrie dont les données produites sont utilisées pour des applications et des décisions en temps réel. Le travail porte d'abord sur l'intégration et la valorisation du jaugeage le plus récent dans la proposition de la relation hauteur débit. Il cherche également à quantifier les incertitudes associées en examinant l'ensemble du processus d'élaboration de la donnée de débit. Le second objectif doit permettre de définir des indicateurs de suivi qui permettront aux gestionnaires de stations d'hydrométrie d'optimiser le travail d'exploitation en respectant des critères de qualité. On devrait ainsi être en mesure de mieux répondre à des questions comme :

- Combien de jaugeages faut-il réaliser en une année pour produire des données de débit avec une incertitude moyenne de $x\%$?
- Quand faut-il réaliser ces jaugeages ?
- Dans quelle gamme de débits ?

Plusieurs concepts seront développés pour répondre à ces objectifs. Parmi eux, la caractérisation de la stabilité des contrôles hydrauliques des stations hydrométriques, une gestion dynamique de la courbe de tarage consistant à repenser le tracé des courbes de tarage à chaque jaugeage, la construction d'un modèle d'incertitudes et en fin de processus la création d'indicateurs de qualité, de gestion et de suivi des points de mesure.

Première partie

Les fondamentaux de l'hydrométrie



Station hydrométrique de la Durance à Embrun en 1910. Illustration des Grandes Forces Hydrauliques.

Sommaire

1.1	Définitions et notations	22
1.1.1	Le vocabulaire employé	22
1.1.2	Les notations utilisées	24
1.2	Zoom sur l'hydrométrie	24
1.3	Les stations d'hydrométrie	25
1.3.1	Les stations limnimétriques	25
1.3.2	Les autres types de stations	27
1.4	Les jaugeages : méthode traditionnelle de mesure ponctuelle du débit des rivières	29
1.4.1	Jaugeage capacitif ou volumétrique	29
1.4.2	Jaugeage par dilution	29
1.4.3	Jaugeage par exploration du champ des vitesses	31
1.4.4	Jaugeage "hydraulique"	35

1.1 Définitions et notations

1.1.1 Le vocabulaire employé

Les notions développées en hydrométrie sont parfois ambiguës et complexes. De temps à autre, les hydromètres décrivent des concepts identiques par des termes différents. Afin de clarifier les idées exprimées par certains mots, variables et expressions qui apparaîtront dans le texte de cette thèse, cette section propose la définition de plusieurs d'entre elles.



FIGURE 1.1 – Nuage des mots clés associés à ces travaux de thèse en hydrométrie.

Les définitions inscrites dans cette section proviennent en partie du Glossaire International d'Hydrologie ainsi que de la norme (ISO772, 2011), Hydrométrie - Vocabulaire et symboles.

Hydrométrie : Science et pratique ayant pour objet le mesurage de l'eau et qui comprend les méthodes, techniques et instruments associés. Cependant dans l'usage courant le terme d'"hydrométrie" revient à la mesure du débit.

Station hydrométrique : Lieu où sont effectués des relevés sur un ou plusieurs des éléments suivants relatifs aux eaux des rivières, des lacs et des réservoirs : hauteur d'eau, débit, transport et dépôt de matériaux, température et autres propriétés physiques de l'eau, caractéristiques de la couverture de glace et propriétés chimiques de l'eau.

Les deux grandeurs principales mesurées sont :

- les hauteurs d'eau relevées d'une manière discontinue sur une échelle limnimétrique et, si les variations du plan d'eau sont rapides, sous la forme continue des enregistrements limnigraphiques.
- les débits, qui très rarement mesurables sous une forme continue, font l'objet de mesurages périodiques.

Les autres grandeurs mesurées concernent :

- la géométrie de la section : levés topographiques longitudinaux et transversaux,
- la pente hydraulique, rarement mesurée en continu, sauf si sa connaissance est indispensable au calcul des débits,
- les matières en suspension (argiles et sables) et en solution (par analyse ou mesure de la conductivité de l'eau) et d'autres paramètres physico-chimiques de l'eau.

Niveau d'eau : Encore appelé hauteur d'eau, c'est la hauteur de la surface de l'eau d'un cours d'eau, d'un lac, ou d'un autre corps liquide relativement à un plan de référence. La précision requise pour son observation est en général de un centimètre.

Débit : Volume de liquide qui traverse une section transversale dans une unité de temps.

Relation hauteur-débit : Relation entre débit et hauteur en une section d'un cours d'eau, que l'on peut exprimer sous forme de courbe, de tableau ou d'équation(s). On parle d'univocité ou de non-univocité de la relation hauteur-débit lorsque seule la variable niveau d'eau suffit ou non à déterminer le débit.

Courbe de tarage : Courbe indiquant la relation entre la hauteur d'eau et le débit d'un cours d'eau au droit d'une station hydrométrique, elle est établie à partir de mesures de vitesses à travers une section de référence. Traduite en chiffres, c'est un barème d'étalonnage.

Jaugeage : Ensemble des opérations ayant pour but de déterminer le débit d'un cours d'eau pour une hauteur donnée à l'échelle. Le jaugeage est la plupart du temps représenté comme un couple (hauteur, débit).

Contrôle hydraulique : Propriétés physiques d'un chenal, qui déterminent la relation entre la hauteur et le débit en un point du chenal.

Sensibilité du contrôle hydraulique : $S = \Delta Q/Q/cm$, c'est la variation de débit provoquée par une variation de hauteur d'eau de un centimètre à l'échelle (poids du centimètre). Elle est d'autant meilleure qu'une grande variation de la hauteur lue à l'échelle correspond à une faible augmentation du débit traversant la section de l'échelle.

Détarage : Modification de la relation hauteur-débit. Un détarage peut être dû à une crue, un glissement de terrain par exemples, qui modifient la morphologie de la rivière.

Echelle limnimétrique : Dispositif installé pour mesurer le niveau de la surface de l'eau par rapport à la cote du zéro à l'échelle.

Limnigramme : Représentation graphique des variations de hauteur dans le temps.

Hydrogramme de débit : Représentation graphique des variations de débit dans le temps.

1.1.2 Les notations utilisées

L'ensemble des notations utilisées dans la suite de ce manuscrit est référencé dans un tableau en annexe. Le lecteur peut donc consulter l'[Annexe D : Tableau des notations utilisées](#) à tout moment pour connaître la signification et l'unité d'un symbole qu'il pourra trouver dans ces travaux.

1.2 Zoom sur l'hydrométrie

L'hydrométrie, du grec *Hydro* "eau" et *Metron* "mesure", est l'art de mesurer les grandeurs relatives à l'état des rivières. Branche de la métrologie, science de la mesure, l'hydrométrie a pour but de mesurer des grandeurs caractéristiques d'une rivière comme les hauteurs d'eau, les vitesses d'écoulement ou les débits.

En ce début de *XXI^{ème}* siècle et malgré des progrès technologiques continus, l'hydrométrie reste une discipline plutôt "artisanale" et la mesure en continu du débit d'une rivière demeure impossible dans l'immense majorité des cas. En cette ère où les êtres humains partent à la conquête de l'espace, il ne leur est toujours pas possible d'obtenir une mesure directe et continue du débit des cours d'eau de leur propre et chère planète Terre. Mis à part les toutes petites rivières où la mise en place de seuils jaugeurs est possible, pour construire les séries de débit utiles aux hydrologues, l'hydromètre ne sait mettre en œuvre aujourd'hui que des techniques indirectes qui ne constituent que des contrôles de débit. Pour connaître l'histoire et les ancêtres de l'hydrométrie, se rendre compte des idées pionnières et comprendre comment cette discipline a évolué de ses origines à nos jours, le lecteur est invité à consulter l'[Annexe A : Les ancêtres de l'hydrométrie](#) pour satisfaire sa curiosité.

Le contrôle de débit le plus répandu consiste à mesurer la hauteur d'eau de la rivière en un endroit où elle est jugée représentative du débit et de façon bijective (à une hauteur ne correspond qu'un seul et unique débit et vice-versa). C'est à partir de mesures en continu du niveau des rivières que l'on déduit le débit de ces dernières. Des mesures ponctuelles de débits appelées jaugeages permettent de caler un modèle hauteur-débit nommé courbe de tarage dans le jargon de l'hydrométrie (Figure 1.3). Les équipements installés à demeure sur les rivières pour la mesure des niveaux d'eau sont dénommés "station d'hydrométrie". Lorsque la propriété de bijectivité de la relation hauteur-débit n'est pas respectée, un recours à la mesure de paramètres complémentaires tels que la vitesse de l'écoulement ou un autre niveau en un point de la rivière suffisamment éloigné de la première mesure pour établir un faisceau de courbes de tarage est nécessaire. La présence d'ouvrages hydrauliques tels que les usines hydroélectriques et les organes de décharge peut également être mise à profit car ceux-ci constituent d'excellents intégrateurs de volume.

Dans la suite de cette étude on s'intéressera plus en profondeur aux stations d'hydrométrie classiques (exemple de l'Arve à Bois du Bouchet sur la Figure 1.2) à relation hauteur-débit car elles constituent l'immense majorité des points de mesure exploités par les hydromètres. Pour appréhender l'hydraulique des écoulements en rivières et comprendre d'où proviennent les concepts et équations développées dans la suite de ce chapitre, le lecteur peut se référer à l'[Annexe B : Hydraulique des écoulements en rivière](#) pour plus d'information.

1.3 Les stations d'hydrométrie

1.3.1 Les stations limnimétriques

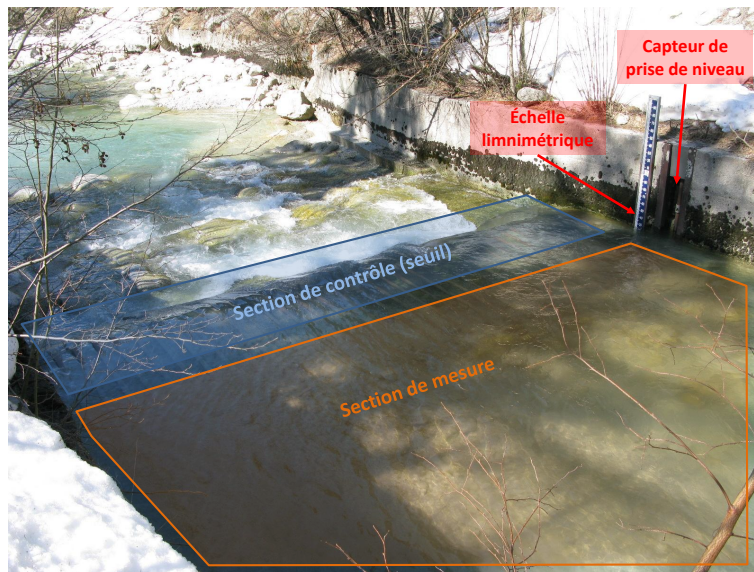


FIGURE 1.2 – Station hydrométrique (limnimétrique) classique : l'Arve à Bois du Bouchet. Source EDF-DTG.

Le contrôle hydraulique

Si la pente de la ligne d'eau est toujours la même pour un débit donné, il est possible d'estimer le débit à partir d'une mesure de hauteur ou de niveau, car hauteur et débit de la rivière sont alors reliés par une relation bijective. Un tel dispositif est réalisable seulement en présence d'un contrôle hydraulique. La plupart des stations d'hydrométrie exploitées en France répondent à cette définition mais leur qualité peut être très hétérogène.

Si le contrôle hydraulique est constitué par une unique section, seuil naturel ou artificiel de grande hauteur ou rétrécissement très marqué par exemple, par une rupture brutale de la pente de la ligne de fond, par des enrochements formant un obstacle, par un resserrement naturel ou encore par un ouvrage d'art, on parle de section de contrôle. Au niveau des sections de contrôle, l'écoulement est régi par la géométrie de surface d'une section. En général, un seuil artificiel ou naturel provoque la mise en régime critique de l'écoulement, souvent due à une cascade ou une chute d'eau.

Pour les rivières de plaine où la pente de la ligne de fond est très faible, le contrôle hydraulique est constitué par une succession de sections de contrôle en fonction du débit. On parle

alors de tronçon de contrôle. Au niveau des tronçons de contrôle, l'écoulement est régi par la pente du fond et la rugosité du canal.

Pour plus de précisions sur ce point on invite le lecteur à parcourir l'[Annexe B : Hydraulique des écoulements en rivière](#).

La mesure du niveau d'eau

L'échantillonnage de la mesure de hauteur doit être adapté à la variabilité du signal de débit. Cette dernière dépend de la taille, de la nature du bassin versant et de la période météorologique en cours, sèche ou pluvieuse. C'est donc lors de l'étude des épisodes de crues que cette notion d'échantillonnage prend toute son importance. On conçoit en effet que lors de l'étude d'un bassin versant cévenol de quelques dizaines de kilomètres carrés où le temps de base d'une crue peut être inférieur à 2 heures, un échantillonnage horaire sera notoirement insuffisant. En revanche, celui-ci sera bien adapté à la caractérisation d'une crue sur un bassin de plusieurs milliers de kilomètres carrés.

Les techniques de mesure de la hauteur d'eau ont beaucoup évolué depuis les premiers contrôles installés au début du *XIX^{ème}* siècle. Pourtant, la mise en place d'une règle graduée référencée reste encore aujourd'hui la première action de l'hydromètre qui souhaite engager le patient travail de construction d'une série chronologique de débits. Le système automatique de suivi du niveau est calé et contrôlé en référence à cette règle communément nommée "échelle limnimétrique". Les puits de mesure équipés de flotteurs, contre poids et enregistreurs mécaniques ont laissé place à des capteurs piézorésistifs et pneumatiques. De nos jours, des techniques non intrusives type mesures par radar, ultra sons et traitement numérique d'images fiabilisent la prise d'information du niveau d'eau lors des crues.

Méthode historique de tracé des courbes de tarage

La méthode historique pour produire la courbe de tarage repose sur une construction à partir d'un nombre suffisant de jaugeages chronologiquement contigus et bien répartis sur la plus grande gamme de débits possible. Le tracé s'effectue à partir des points de jaugeage jugés représentatifs d'une configuration hydraulique homogène et l'allure générale de la courbe de tarage produite doit être cohérente avec le profil de la rivière.

Une norme existe et détaille les manières les plus adaptées aux meilleurs tracés des courbes de tarage ([ISO1100-2, 2010](#)). Par exemple, cette norme stipule qu'un bon tracé doit reposer sur 15 jaugeages bien répartis sur la gamme de débit observée. Tout hydromètre expérimenté a forcément été confronté, après détection d'un détarage sur une de ses stations, à une construction de courbe de tarage avec un seul jaugeage en référence. La méthode historique de tracé des courbes de tarage possède donc ses propres limites.

La rapidité de variation de la relation hauteur-débit rend parfois compliqué le suivi en temps réel du débit. En ce qui concerne les stations les moins stables (à contrôle hydraulique variable), par exemple celles situées en montagne ou impactées par le développement d'herbiers, la méthode historique de tracé de la courbe de tarage reste mal adaptée aux changements rapides et/ou cycliques de la relation hauteur-débit. Cette méthode de tracé largement utilisée en hydrométrie ne prend pas assez en compte les phénomènes d'érosion et de sédimentation rapides ainsi que la croissance de végétation saisonnière car la capacité à réaliser des jaugeages par les équipes de gestion reste limitée. L'objectif des cinq jaugeages annuels par station (source EDF-DTG) a du mal à être respecté dans certain cas, bien que les gestionnaires de stations

soient parfaitement conscients que certains de leurs points de mesures en nécessitent davantage.

Dans le cas de tronçons de contrôle réguliers, les courbes de tarage seront des lois puissance mono-segment (équation 1.1). On insiste sur le fait que les morphologies atypiques de lit de rivière ainsi que les doubles contrôles hydrauliques sont autant de situations qui participent à la construction de courbes de tarage avec singularités. Ces singularités influencent le tracé de courbes de tarage par morceaux. Des sommes successives de fonctions puissance (équation 1.2) sont alors utilisées en fonction des gammes de hauteurs afin de modéliser la relation hauteur-débit en se rapprochant le plus possible de la physique du cours d'eau concerné.

$$Q = a (h - h_0)^b, \quad (1.1)$$

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i (h - h_{0i})^{b_i}, \quad (1.2)$$

où h est la hauteur mesurée $[m]$, h_0 est la hauteur d'eau correspondant au débit nul $[m]$, a et b sont des paramètres qui dépendent de la géométrie et de la rugosité du contrôle hydraulique et n le nombre de segments dans le cas d'une courbe de tarage par morceaux.

Une fois qu'une courbe de tarage a été tracée à partir d'un échantillon de jaugeages hydrauliquement homogènes, le travail de l'hydromètre consiste à maintenir cette relation hauteur-débit la plus en adéquation avec ses éventuelles variations. Pour ce faire, l'hydromètre effectuera des jaugeages afin de témoigner ou non d'une situation hydraulique changeante (modification de la nature du contrôle hydraulique). Après une mesure effectuée et pour vérifier la pertinence de la courbe de tarage existante, le gestionnaire de la station devra faire un choix parmi les trois scénarios suivants :

Premier choix : il ne fait rien car le jaugeage qu'il vient d'effectuer coïncide avec la relation hauteur-débit existante (dans l'intervalle $]-10\%; +10\%$ autour de la courbe en vigueur).

Second choix : il précise le tracé de la relation hauteur-débit en vigueur car le jaugeage apporte une information dans une gamme de débits non ou peu explorée jusque là.

Troisième choix : il constate un fort détarage et réactualise complètement le tracé de la courbe de tarage.

On précise ici que des logiciels comme *Mhaud* (EDF-DTG), *Barème* (DREALs) ou encore *Hydraccess* (IRD et différents pays) existent pour le tracé des courbes de tarage. Ils sont utilisés au quotidien par des équipes de mesure pour la gestion en temps réel des stations hydrométriques.

1.3.2 Les autres types de stations

Les stations à ultra-sons à temps de transit ou à effet Doppler

Lorsque la propriété de bijectivité de la relation entre hauteur et débit ne s'applique pas, il faut avoir recours à d'autres méthodes. La détermination de la pente de la ligne d'eau à partir de deux mesures de hauteur suffisamment éloignées, a été historiquement utilisée sur les grands fleuves aménagés tel que le Rhône. A partir des années 80, cette méthode simple dans son

Les stations "usine"

Les ouvrages hydrauliques peuvent se révéler d'excellents moyens de contrôle du débit. Le débit entrant est égal à la somme algébrique des débits constitutifs du bilan de l'aménagement : débit turbiné, débit déversé, débit réservé, débit dérivé, variation de réserve. Les producteurs d'électricité l'utilisent largement. La mise en œuvre reste cependant complexe. Le terme "débit turbiné" est encore souvent déterminé à partir des mesures de puissance électrique, de niveau ou de pression. Le débit est déduit grâce à des abaques qui ont été établis à la réception des groupes hydroélectriques. De nos jours, l'installation de mesures directes dans les conduites forcées de débitmètres de type ultra sons améliore nettement le processus de mesure. Le "débit de variation de réserve" est obtenu à partir de la mesure de la cote et du barème de capacité de la retenue (relation entre le volume stocké et la cote établie à partir de mesures bathymétriques). Le débit déversé dans le tronçon court-circuité est quant à lui déterminé avec les mesures de positions, la cote de la retenue et les abaques des organes de restitution sont la plupart du temps connus à partir de formules théoriques et de modélisations physiques (modèles réduits) ([Audinet, 1995](#)).

1.4 Les jaugeages : méthode traditionnelle de mesure ponctuelle du débit des rivières

Pour mesurer le débit d'un écoulement de façon ponctuelle (rivière, canal, dérivation...), il existe quatre grandes catégories de méthodes de jaugeages : capacitive (volumétrique), par dilution, par exploration du champ des vitesses, ou hydraulique.

1.4.1 Jaugeage capacitif ou volumétrique

Si l'on se reporte à l'équation (1) aux dimensions du débit $[L^3T^{-1}]$, à savoir un volume par unité de temps, on réalise que le recours à une capacité jaugée et à un chronomètre reste le moyen le plus direct afin d'approcher la valeur vraie du paramètre.

$$Q = \frac{V}{t} \quad (1.3)$$

Si le principe s'applique de manière simple et rapide à des débits de faibles ampleurs, de zéro à quelques dizaines de litres par seconde, on conçoit bien que dès qu'on s'intéresse à des valeurs supérieures, on bute rapidement sur des problèmes pratiques tels que la taille de la capacité ou encore la collecte du flux liquide à mesurer, qui limitent, voire empêchent le recours à cette méthode. Le procédé expérimental de la méthode capacitive (ou volumétrique) est efficace et peu onéreux, mais n'est applicable que pour les faibles débits ou des rivières de petites sections.

1.4.2 Jaugeage par dilution

La méthode par dilution (Figure 1.4) repose sur un principe universel de la physique : la conservation de la masse. Le principe général d'un jaugeage par dilution est d'injecter dans la rivière une solution concentrée d'un traceur (sel, fluorescéine, bichromate de sodium, Rhodamine Wt) et de rechercher dans quelle proportion cette solution a été diluée par la rivière en prélevant des échantillons d'eau à l'aval du point d'injection. Les conditions propices à un bon jaugeage par dilution sont les suivantes :

- le débit de la rivière doit être constant pendant la mesure.
- le traceur doit passer dans sa totalité par l'emplacement de prélèvement des échantillons.

- à la hauteur des prélèvements, l'écoulement doit être dans les "conditions de bon mélange" : la même quantité de traceur doit passer en chaque point de la section du cours d'eau.

Des études s'intéressant aux jaugeages par dilution existent dans la littérature. Entre autres, on peut citer [André \(1960\)](#) et [Perret *et al.* \(2012\)](#).

Dilution "à débit constant"

Le débit d'une rivière peut être déterminé en injectant à débit constant q un produit dont on sait mesurer la concentration initiale en colorant C_1 et la concentration C_2 des prélèvements plus en aval dans la rivière et en respectant la condition de bon mélange.

$$Q = q \frac{C_1}{C_2} \quad (1.4)$$

A noter que l'on pourrait appliquer le même principe en remplaçant les concentrations par des températures, des conductivités... Initialement, le traceur utilisé était le bichromate de sodium. Ce dernier a été abandonné au début des années 90 au profit de la Rhodamine Wt.

L'application de la méthode de dilution par injection à débit constant nécessite l'emploi d'un matériel particulier : vase d'injection à débit constant, ajutages, cuve et fluorimètre pour la mesure de la concentration.

Dilution "globale"

Une variante plus simple à mettre en œuvre sur le terrain consiste à injecter en une seule fois un volume V d'une solution de traceur de concentration C_1 dans la rivière. On parle de méthode par dilution globale.

$$Q = \frac{VC_1}{\int_0^t C_2 dt} \quad (1.5)$$

Un prélèvement d'eau de concentration C_2 en traceur est réalisé à la distance de bon mélange de manière discrète ou continue afin de cerner le mieux possible la valeur de l'intégrale.

Malgré les difficultés de mise en œuvre sur le terrain, la méthode par injection à débit constant a longtemps été préférée à la méthode globale. La miniaturisation du fluorimètre pouvant aujourd'hui être immergé permet la mesure de la concentration de manière quasi-continue.

La méthode par dilution est particulièrement bien adaptée pour réaliser des jaugeages sur les torrents de montagne et pour toutes les gammes de débit. En ce qui concerne les rivières à pente moins forte, ce type de mesure reste parfois la seule applicable en cas de crue.

Si la condition de bon mélange du produit est relativement facile à respecter avec un peu d'habitude et de pratique, la stabilité des conditions d'écoulement pose souvent quelques difficultés. En-effet la variation du débit durant la mesure est un facteur non maîtrisable par l'opérateur surtout en crue. La perte de traceur (par interférence chimique ou par percolation dans le substratum) est une autre difficulté que les hydromètres adeptes de la méthode doivent affronter. La méthode prévoit de remédier aux effets chimiques en appliquant un processus de contrôle que l'on nomme "cinétique" dans le jargon des hydromètres.



(a) Dilution "à débit constant"

(b) Dilution "globale"

FIGURE 1.4 – Les jaugeages par dilution. Sources EDF-DTG : Alexandre Hauet et Gaëtan Buannic.

1.4.3 Jaugeage par exploration du champ des vitesses

La vitesse d'un écoulement n'est jamais uniforme dans la section transversale d'un cours d'eau. Le principe de cette méthode consiste donc à calculer le débit à partir du champ des vitesses déterminé dans une section transversale du cours d'eau.

L'expression cinématique du débit, produit de la vitesse v par la surface S permet de proposer une autre méthode de mesure : l'exploration du champ des vitesses.

$$Q = vS \quad (1.6)$$

La détermination de v , vitesse moyenne perpendiculaire à la section de l'écoulement, nécessite de caractériser le champ des vitesses soit par des mesures point par point, soit par des mesures intégratrices.

$$Q = \int_0^X \int_0^Y v dx dy \quad (1.7)$$

Cette exploration du champ des vitesses s'effectue par des mesures ponctuelles de vitesses en un certain nombre de points situés le long de verticales judicieusement réparties sur la largeur du cours d'eau. Cette mesure nécessite l'emploi d'un vélocimètre. Parallèlement à cette exploration du champ des vitesses, la bathymétrie du cours d'eau doit être relevée en mesurant sa largeur et en effectuant des mesures de profondeur afin d'en déterminer le plus précisément possible sa morphologie.

Les vélocimètres classiques

Le vélocimètre le plus connu reste le moulinet. Il est probablement également le plus ancien puisque les premières applications à la mesure du débit des rivières datent de la fin du *XVIII^{ème}* siècle en Allemagne avec le moulinet de Voltmann. Le moulinet est un courantomètre à hélice calibré de manière à obtenir une relation connue entre la vitesse du courant et la vitesse de rotation de l'hélice. Il peut se présenter sous forme de micro-moulinet (micro-perche) pour les mesures en petites rivières, ou sous forme de saumon (corps lesté en forme d'ogive équipé d'une hélice suspendu à une trille, cyclopotence ou camion jaugeur) pour les mesures

en rivières plus grandes.

Les moulinets ont fait et font toujours l'objet d'améliorations constantes. Par exemple le vélocimètre électromagnétique, plus récent, repose sur le principe de la mesure de variation du champ électrique induit par la vitesse du courant. L'eau produit une force électromotrice induite proportionnelle à la vitesse de l'écoulement en se déplaçant dans le champ magnétique généré par la sonde.

Les vélocimètres acoustiques

La technique des profileurs à effet Doppler utilisée en océanographie, a été adaptée à l'hydrométrie dans les années 1990. Elle permet de réaliser plus rapidement l'exploration du champ des vitesses que les vélocimètres classiques (Le Coz *et al.*, 2008). Les instruments à effet Doppler sont des appareils acoustiques de mesure de vitesse. Le principe de l'ADV (Acoustic Doppler Velocimeter) ou de l'ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) par exemple, repose sur l'analyse Doppler d'une onde acoustique émise par l'appareil dans l'eau et réfléchi par des particules rétro diffusantes (matière en suspension ou corps très fin) portées par le courant et supposées se déplacer avec la même vitesse que celle de l'écoulement.

$$Q = \int_0^L \int_0^Z \overrightarrow{n(L)} \cdot \overrightarrow{V(L, z)} dL dz \quad (1.8)$$

La discrétisation du profil des vitesses sur des verticales scrutées à chaque pas de temps permet, comme pour le moulinet de remplacer les intégrales par des sommes et les termes dL et dz en DL (Distance parcourue pour établir les mesures sur une verticale) et DZ (Découpage de la colonne d'eau en éléments verticaux appelés cellules). Pour chaque cellule, l'appareil mesure une vitesse v_i correspondant à la vitesse de l'eau et une vitesse v_b représentant la vitesse du bateau par rapport au fond.

On peut ainsi calculer un débit unitaire par cellule en faisant le produit vectoriel des vitesses mesurées selon le repère (x, y) lié à l'appareil.

$$Q_{mes,i} = (\overrightarrow{v_i} \wedge \overrightarrow{v_b}) \cdot \overrightarrow{k} = v_{i,x}v_{b,y} - v_{i,y}v_{b,x} \quad (1.9)$$

Le débit de la rivière est obtenu par sommation des débits unitaires. Le profileur Doppler est simple et rapide d'utilisation.

Les profileurs à effet Doppler verticaux les plus connus sont ceux développés par RDI Teledyne (Stream Pro, River Ray, Rio Grande) ou Sontek (M9, S5). Ce qui caractérise ces appareils étant leurs fréquences de fonctionnement en fonction de la profondeur à atteindre lors de la mesure.

Moulinet, vélocimètre électromagnétique, ADV ou ADCP jouent le même rôle en mesurant la vitesse du courant en un point. Les uns et les autres doivent bien sûr être associées à une base de temps. En fonction du type de support utilisé (micro-perche, saumon...) et du mode de déplacement dans le transect de mesure (bateau, trille téléphérique, potence, à pied...)(Figures 1.5 et 1.6), l'utilisation courante, les précautions ainsi que les corrections éventuelles à apporter sont parfaitement décrites et commentées dans la littérature (Audinet, 1995; ISO748, 2007).

Pour trouver la solution de l'équation 1.7 et ainsi parvenir à une valeur de débit Q , il faut résoudre l'intégrale selon deux dimensions que sont la profondeur et la largeur de la section. En

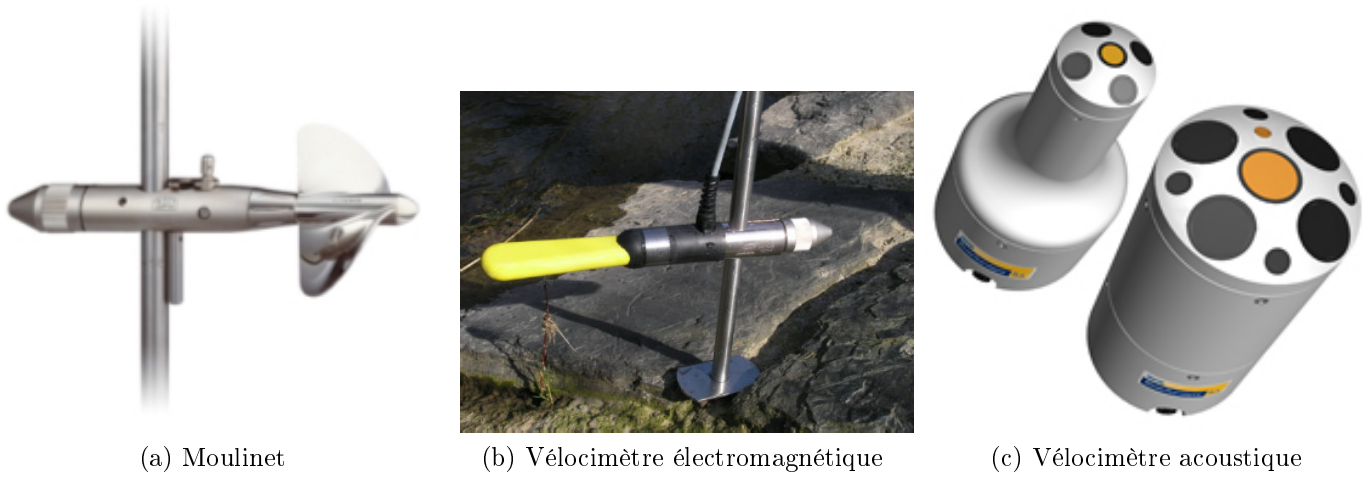


FIGURE 1.5 – Exemples de vélocimètres. Sources OTT (gauche), administration de la gestion de l'eau du Luxembourg (centre) et SonTek (droite).

pratique on mesure la vitesse à n profondeurs pour m verticales. Un profil unitaire (Pu) homogène à $[L^2T^{-1}]$ est ensuite déterminé pour chaque verticale en intégrant les profils de vitesses sur la profondeur. Dans un deuxième temps, chaque profil unitaire est positionné sur l'abscisse où il a été réalisé et par la même méthode des trapèzes, on calcule le débit Q . A noter que l'intégration simple par les trapèzes peut avantageusement être remplacée par des méthodes d'interpolation utilisant des fonctions puissances ou des polynômes.

Notons enfin que la méthode d'exploration dite par intégration existe et consiste à déplacer le vélocimètre à vitesse constante sur la verticale de mesure.

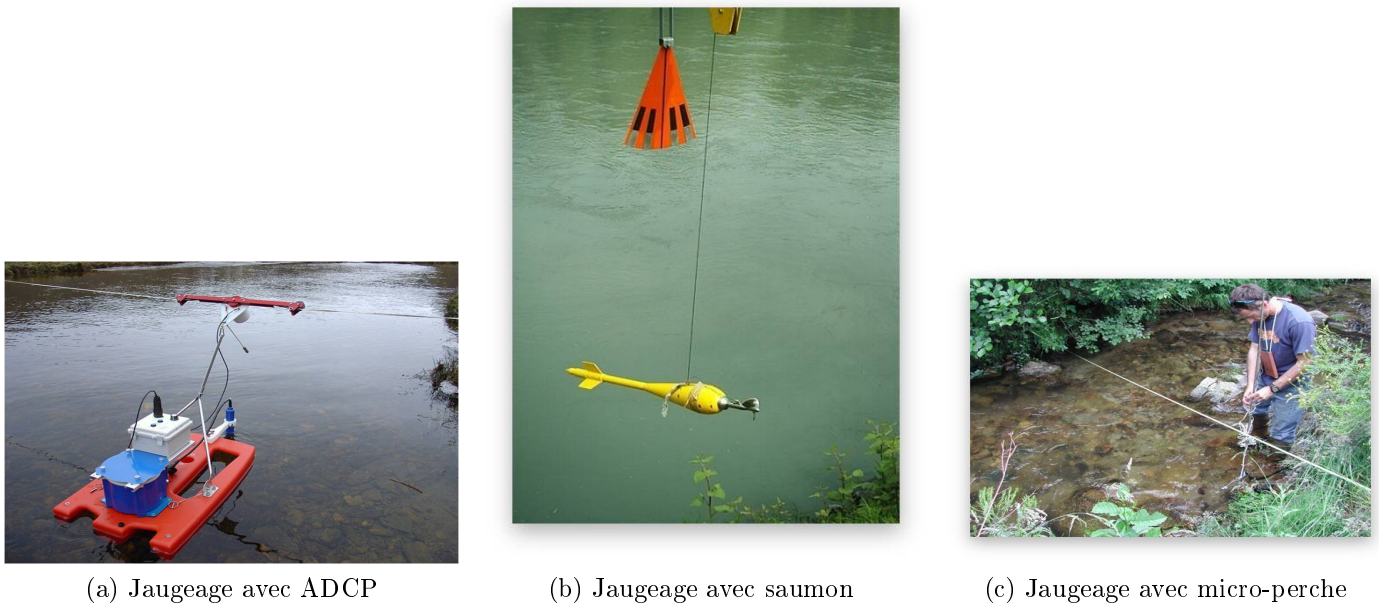


FIGURE 1.6 – Exemples de techniques de jaugeages par exploration du champ des vitesses. Source EDF-DTG.

Les méthodes non-intrusives

Toutes les méthodes précédemment citées sont des méthodes intrusives, l'appareil devant être partiellement ou complètement immergé dans l'eau pour réaliser la mesure. Les mesures intrusives présentent certains inconvénients comme la dégradation du matériel et/ou l'impossibilité de mise en œuvre en cas de crue ou d'écoulement dangereux. Les dernières innovations ont donc débouché sur des méthodes non-intrusives pour contourner ces désavantages (Figure 1.7). Elles consistent par exemple à déterminer le champ des vitesses de surface d'une rivière à partir de radars Doppler (Surface Velocity Radar) ou même à partir du traitement d'images vidéo (Large-Scale Particle Image Velocimetry) (Hauet, 2006). On exploite ainsi le déplacement des matériaux transportés en surface comme les brindilles, feuilles ou tout autre corps solide, ainsi que les turbulences de l'écoulement. Ces techniques sont prometteuses et sont en cours d'approfondissement. Elles s'accompagnent d'une mesure de hauteur soit par capteur limnimétrique classique, soit par imagerie, ainsi que de la connaissance approfondie de la bathymétrie de la section de mesure. En connaissant le lien entre vitesse de surface et vitesse moyenne sur la verticale, les profils unitaires peuvent être estimés et amener à une valeur de débit. Initialement destinée à la réalisation de jaugeages, la technique commence aujourd'hui à être utilisée pour des contrôles en continu. Cette technique est moins précise que les méthodes traditionnelles, mais est précieuse en cas de crue. Elle permet de combler un éventuel manque de réactivité des équipes pour aller jauger et également une mesure sécurisée, les jaugeages de crues étant le plus souvent très dangereux.

Les flotteurs

Lorsque aucune des méthodes précédemment citées ne peut être déployée, la méthode des flotteurs, archaïque mais essentielle dans ces circonstances, permet de mesurer des vitesses de surface. Cette méthode consiste à mesurer le temps mis par une particule flottant en surface pour parcourir une distance connue. Le rapport de la distance sur le temps permet de déduire la vitesse de surface qui sera ensuite convertie en vitesse moyennée sur la profondeur, voilà pourquoi cette méthode nécessite une bonne connaissance de la bathymétrie de la section en travers. Une bonne répartition des flotteurs en surface est également nécessaire.



(a) Jaugeage avec caméra



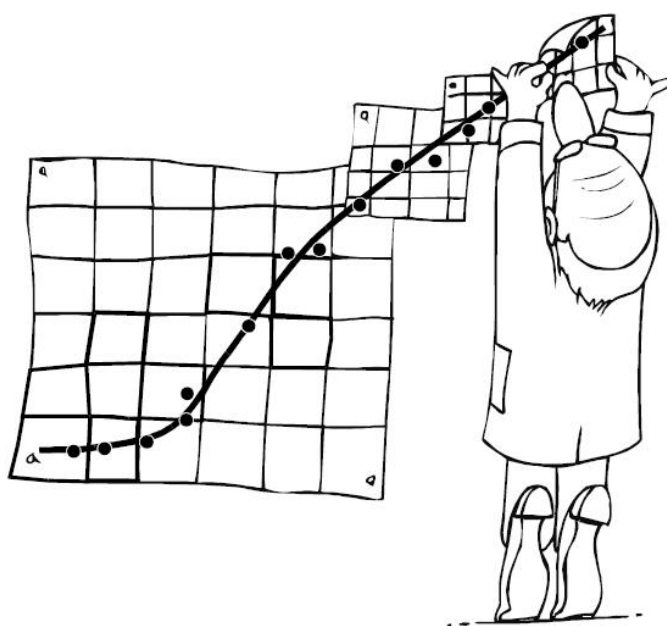
(b) Jaugeage avec radar

FIGURE 1.7 – Exemples de méthodes non-intrusives de jaugeages. Source University of Iowa et Decatur electronics.

1.4.4 Jaugeage "hydraulique"

La construction d'un ouvrage calibré pour la détermination des débits d'un cours d'eau a pour but l'obtention d'une relation hauteur-débit la plus stable possible. Le débit est alors obtenu grâce à des formules hydrauliques et par étalonnage sur modèles. La relation $Q = f(h)$ utilisée pour obtenir le débit à partir de la hauteur d'eau mesurée directement à l'amont de l'ouvrage provient de résultats d'étalonnage obtenus en laboratoire ou sur site. Les canaux jaugeurs et les déversoirs calibrés sont notamment utilisés dans le cas de petits cours d'eau aux lits étroits et instables pour lesquels l'installation de stations à échelles limnimétriques n'est pas recommandée.

Les limites de l'hydrométrie opérationnelle



L'extrapolation difficile des courbes de tarage... Illustration de la Charte Qualité de l'Hydrométrie (1998).

L'hydrométrie opérationnelle consiste à obtenir des séries chronologiques de débit en un point de mesure précis à partir, le plus souvent, de courbes de tarage. Pour construire une courbe de tarage l'hydromètre doit disposer d'un nombre suffisant de jaugeages répartis sur une gamme de débits qui recouvre le champ des possibles. Une fois la relation hauteur-débit établie, les jaugeages suivants vont permettre soit de vérifier que cette relation reste valide, soit de préciser cette relation dans les gammes de débits insuffisamment définies. L'art de l'hydromètre consiste donc à détecter à partir d'un ou des jaugeages si la relation qu'il a précédemment établie reste valable et le cas échéant, à en proposer une nouvelle. Dans certains cas, l'opérateur se trouve devant une situation délicate qui consiste à tracer une relation complexe avec un nombre très insuffisant de points de jaugeage. Il se voit aussi confronté à certaines limites telles que : la mise en œuvre de son matériel de mesure notamment pour les très hauts ou très bas débits, l'extrapolation des courbes de tarage dans les gammes peu ou non jaugées ou encore la quantification des incertitudes sur les données de débit produites. Ces limites seront développées et présentées dans ce chapitre.

Sommaire

2.1	Limites d'utilisation du matériel de jaugeage en situation extrême	38
2.1.1	À bas débit : situation d'étiage	38
2.1.2	À haut débit : situation de crue	39
2.2	L'extrapolation des courbes de tarage	40
2.2.1	À bas débit	41
2.2.2	À haut débit	41
2.2.3	Bilan des extrapolations à haut débit	44
2.3	Une mise en œuvre parfois difficile et coûteuse	44
2.4	Des stations hydrométriques plus ou moins stables	45
2.5	La variabilité d'ordre 1 et la variabilité d'ordre 2	46
2.5.1	Caractérisation de la variabilité d'ordre 1	47
2.5.2	Caractérisation de la variabilité d'ordre 2	48
2.5.3	Résultats	50
2.6	Constat : nécessité d'un tracé dynamique accompagné d'un mo- dèle d'incertitudes	50

2.1 Limites d'utilisation du matériel de jaugeage en situation extrême

2.1.1 À bas débit : situation d'étiage

Les étiages "débit exceptionnellement faible d'un cours d'eau, qu'il ne faut pas confondre avec les basses eaux saisonnières habituelles, même s'il en est l'exacerbation" (définition proposée par le Centre de Géosciences) sont des événements extrêmes, donc par définition des événements rares. Ils sont peu souvent observables et mesurables. Les mesures d'étiages sont par conséquent précieuses pour l'hydromètre s'affairant à la construction de chroniques de débit.

Limites des techniques de jaugeages

Certaines techniques de jaugeages précédemment présentées montrent des limites en situation d'étiage. Par exemple, les moulinets et ADCPs ne sont pas forcément bien adaptés aux

mesures en faible tranche d'eau puisque cette situation ne permet pas de les immerger complètement dans l'eau.

Pour les moulinets, certaines caractéristiques de rivières, notamment les moins profondes et les plus étroites, ne permettent pas une mesure dans les règles de l'art, à savoir en un certain nombre de profondeurs réparties sur des verticales judicieusement localisées le long de la section de mesure.

En ce qui concerne les mesures ADCP, le bien connu problème de réflexion des ondes acoustiques sur le fond ainsi que l'enfoncement d'une certaine proportion de l'appareil de mesure dans l'eau produisent des zones non mesurables au niveau du fond, de la surface et des berges.

Ainsi dans de tels cas l'estimation de vitesse sur une section de mesure choisie devient quasiment impossible et de ces déficiences des techniques de mesure à bas débit résultent directement une méconnaissance des courbes de tarage dans les bas de courbes, et par conséquent sur l'estimation des données des faibles débits.

Modification du lit de la rivière

Les modifications locales des contrôles hydrauliques sont plus visibles à l'étiage car la section mouillée est plus sensible. Ainsi, certaines stations hydrométriques voient la stabilité de la relation hauteur-débit bouleversée en situation d'étiage. En effet, si soumise à des phénomènes naturels tels que la sédimentation en cas de remontée des eaux entre deux étiages consécutifs, une même hauteur d'eau h_1 en situation d'étiage 1 ne sera plus représentative du même débit en situation d'étiage 2 au point de mesure considéré si une couche de sédiment s'est déposée au fond de la rivière entre temps. Une illustration de ce processus est donnée sur la Figure 2.1.

Ces instabilités parfois observées apportent une dose supplémentaire de doute dans l'actualisation des courbes de tarage et leurs extrapolations à bas débit et impactent donc la qualité des estimations des données de débit à venir.

2.1.2 À haut débit : situation de crue

Les crues, montée soudaine du niveau d'eau d'un cours d'eau, sont également des événements extrêmes qui peuvent avoir une période de retour élevée. Les mesures en crue représentent des valeurs précieuses car elles orientent le tracé des courbes de tarage à haut débit, gamme souvent méconnue car peu jaugée.

Cependant, les mesures en crue sont difficiles à obtenir car l'augmentation rapide des vitesses d'écoulement fait de la rivière un danger. Les techniques intrusives de jaugeages (appareils immergés) voient tout de suite leurs limites en cas de crue puisqu'il serait déraisonnable d'aventurer les opérateurs dans des rivières où le transport solide augmente (arbres, branches...) et où les vitesses de courant sont telles que leur équilibre serait impossible et le matériel de jaugeage dégradé. Les techniques de jaugeage non intrusives bien que moins précises sont donc à prioriser dans ces cas extrêmes (Figure 2.2).

Une autre difficulté en cas de crue est la réactivité des équipes de jaugeurs. En ce qui concerne les bassins versants à temps de réponse très court, il est souvent difficile pour une équipe de se déplacer suffisamment rapidement de manière à se trouver au bon endroit et au bon moment. Des études internes (Lang *et al.*, 2006) ont ainsi démontrées que seulement 20% des stations hydrométriques françaises étaient jaugées pour des débits supérieurs aux débits

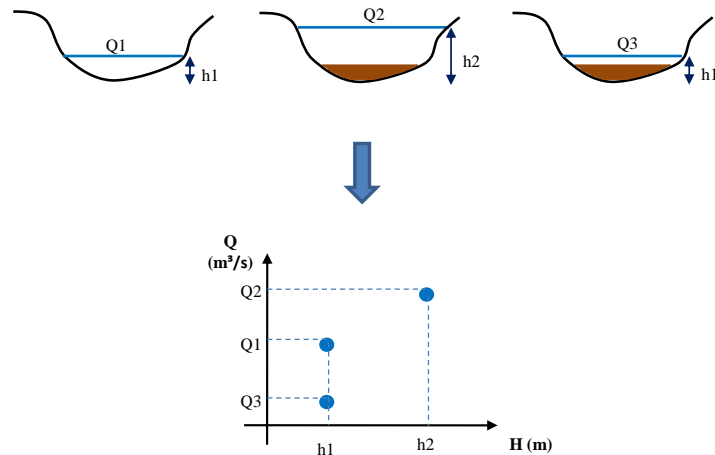


FIGURE 2.1 – Stabilité des couples Hauteur-Débit de certaines rivières à l'étiage. Source [Hauet \(2006\)](#).

décennaux. Les mesures de crues étant quant à elles également souvent ratées par manque de réactivité.

Enfin, il ne faut pas oublier que des variations de débit (régime non permanent) surgissent pendant l'intervalle de temps délimitant la durée du jaugeage en cas de crue conduisant parfois à une valeur de débit finale parfois très incertaine.



FIGURE 2.2 – Crue de l'Ouvèze à Vaison-la-Romaine, 22 Septembre 1992. Source [Hauet \(2006\)](#).

2.2 L'extrapolation des courbes de tarage

Ainsi, nous avons démontré que les gammes extrêmes de débit (étiage et crue) étaient rarement et difficilement jaugées. Malgré ce constat, les courbes de tarage doivent pourtant être tracées dans ces gammes de débit. Cette section soulignera les efforts de tracé à effectuer

à bas débit et insistera sur les différentes méthodes mises en œuvre pour extrapoler les courbes de tarage à haut débit.

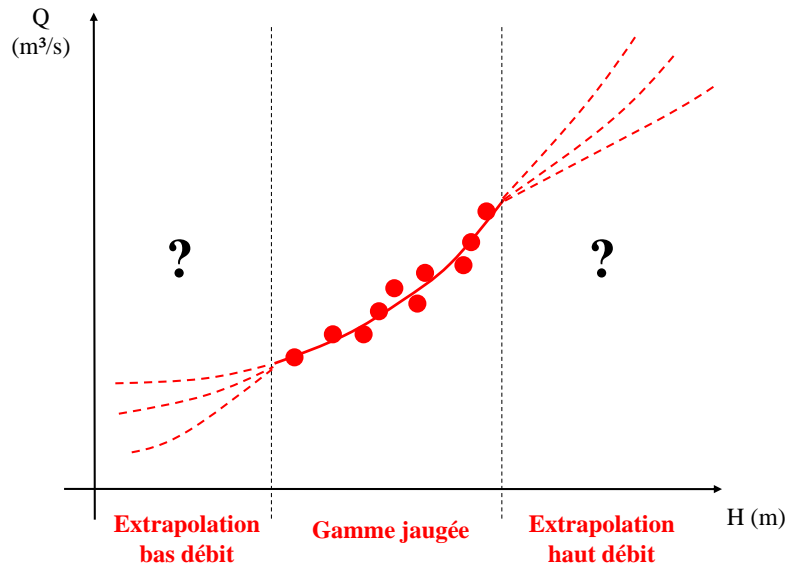


FIGURE 2.3 – Extrapolation des courbes de tarage.

2.2.1 À bas débit

L'extrapolation des courbes de tarage à bas débit est délicate. En effet les variations fréquentes de la bathymétrie du lit des rivières en basses eaux et dues aux phénomènes naturels d'érosion, de sédimentation, et de développement d'herbiers à caractère saisonnier font varier la relation hauteur-débit. L'actualisation de la courbe de tarage est donc fréquemment nécessaire dans ces cas où la relation hauteur-débit est instable à bas débit. Ce retracé des courbes faisant le sujet principal de cette thèse sera peu décrit dans cette section mais sera développé en profondeur dans la partie II décrivant la gestion dynamique des courbes de tarage.

2.2.2 À haut débit

La connaissance de la hauteur maximale observée sur une station hydrométrique permet d'identifier la borne supérieure du barème des courbes de tarage à construire. Cependant, à partir d'une certaine limite, la partie des hautes eaux des courbes de tarage reste assez méconnue puisque les événements extrêmes telles que les crues qui la caractérisent surgissent rarement. En plus de ne surgir qu'occasionnellement il est également rare de disposer de nombreux jauges (dangereux et difficiles à mettre en œuvre) permettant de tracer la courbe jusqu'à cette valeur. La partie supérieure de la courbe doit donc être extrapolée.

On cherche donc à identifier du mieux possible le couple (h_{max}, Q) correspondant à la limite d'extrapolation que l'on se propose de prendre pour le tracé. Il existe différents types d'approches afin d'estimer les valeurs de cette zone de convergence, ce chapitre ne traitera que

celles basées sur les lois de l'hydraulique.

L'hypothèse majeure de ces approches est que le tronçon (ou la section) de contrôle est supposée constante à haut débit, quelle que soit sa variabilité à bas débit. Ainsi, à haut débit la section de contrôle est supposée rester suffisamment stable pour qu'une certaine stationnarité de la relation hauteur-débit soit considérée à haut débit.

La détermination des points hauts se fait en visualisant le nuage de la station hydrométrique considérée. Il est bon de vérifier la valeur ou le mode d'obtention de ces points hauts de façon à leur accorder l'importance qu'ils méritent.

Il peut être intéressant d'observer l'évolution de l'extrapolation au fil des courbes de tarage. Une crue dévastant tout sur son passage est souvent responsable d'un nouveau contrôle hydraulique, donc de l'apparition d'une nouvelle famille homogène de jaugeages, et donc parfois l'extrapolation se doit d'être différente car dans certains cas la zone de convergence peut également détarer. On souligne ici que la zone d'extrapolation bas débit est la plupart du temps plus petite que la zone d'extrapolation haut débit.

Méthode hauteur-débit (Extrapolation log-log)

La méthode hauteur-débit consiste à déterminer une relation entre hauteur et débit à partir des jaugeages afin d'extrapoler la courbe de tarage. Cette méthode peut s'appliquer soit en écoulement uniforme ou en amont d'un seuil. On reprend ici la fonction puissance 1.1 pour modéliser les courbes de tarage, où h est la hauteur à l'échelle, h_0 est la hauteur à l'échelle correspondant à un débit nul. En l'absence de section de contrôle (canal lisse sans singularité), le débit nul correspond à une hauteur d'eau nulle. h_0 est alors la hauteur à l'échelle du niveau le plus bas du radier. En présence d'un contrôle (seuil), il peut y avoir une hauteur d'eau pour un débit nul. Il faut alors connaître la cote du seuil pour déterminer h_0 . $h - h_0$ correspond à une hauteur d'eau ou à une charge hydraulique (hauteur d'eau dans la rivière participant à l'écoulement) et a et b sont des coefficients à déterminer.

Cette méthode d'extrapolation des courbes de tarage est assez simple à mettre en œuvre, la relation précédente revenant à une droite dans un plan $\log Q / \log(h - h_0)$, ce qui permet de définir les coefficients a et b . C'est le prolongement de cette droite qui fait office d'extrapolation. La méthode log-log est bien sûr valable pour les contrôles hydrauliques les plus stables.

Soulignons que ce type d'extrapolation ne tient pas compte des caractéristiques de l'écoulement. Le calcul de h_0 peut donc être délicat du fait de l'instabilité de la section et de la présence de seuils. Elle peut donc dans certains cas fortement diverger de la réalité.

Méthode Vitesse - Rayon hydraulique

La méthode $v - R_H$ consiste à déterminer une relation entre vitesse et rayon hydraulique à partir des jaugeages afin d'extrapoler la courbe de tarage.

A partir de la loi de Manning-Strickler, on établit que la vitesse est de la forme :

$$v = aR_H^b \quad (2.1)$$

Les coefficients a et b sont à estimer dans un espace $\log v / \log R_H$ (droite de régression simple). Le coefficient b sera proche de $2/3$ si la formule de Manning-Strickler s'applique. Cette méthode

s'applique dans l'hypothèse d'un régime uniforme.

La méthode $v - R_h$ est plus fine que la méthode hauteur-débit car les caractéristiques de l'écoulement sont mieux prises en compte en considérant la vitesse et le rayon hydraulique. Elle nécessite néanmoins de connaître la topographie de la section et de calculer pour chaque hauteur : section mouillée, périmètre mouillé et rayon hydraulique. Elle est cependant mise en défaut dans les cas de débordement où l'évolution rapide du rayon hydraulique ne permet pas une extrapolation simple de la relation.

Cette méthode a un intérêt certain par les ordres de grandeur tangibles qu'elle met en exergue. On sait que la vitesse moyenne d'un écoulement dans le cas d'une station hydrométrique en milieu naturel a des limites qu'il ne faut pas dépasser. Ainsi, l'extrapolation réalisée est facilement critiquable lorsqu'elle est possible et il faut toujours garder un oeil critique sur la valeur de vitesse trouvée.

Méthode $k_s\sqrt{J}$

À la base de cette méthode se trouve la formule de rugosité de Manning-Strickler. En régime permanent et uniforme, le débit vérifie la loi de Manning-Strickler. On note ici $d = k_s\sqrt{J}$.

La formule de Manning-Strickler $Q = k_s S_m R_H^{2/3} \sqrt{J}$ où Q est le débit, $k_s = 1/n$ est le coefficient de Strickler et n celui de Manning, S_m est la section mouillée, R_H le rayon hydraulique et J la pente de la rivière devient alors $Q = d S_m R_H^{2/3}$. On peut alors extrapoler la courbe de débit en utilisant cette formule de Strickler retravaillée. En-effet les termes S_m et R_H peuvent être calculés si le profil topographique est connu. La difficulté est la détermination de D .

Pour un écoulement permanent, uniforme et à rugosité constante, la débitance tend à se stabiliser lorsque h augmente. La réalité n'est pas toujours aussi simple et des exemples ont pu mettre en défaut cette affirmation. Cependant, la méthode $k_s\sqrt{J}$ est une méthode qui s'est révélée très intéressante. Notamment, elle est la seule méthode permettant de prendre en compte des variations importantes de rugosité, ce qui est indispensable lors d'un débordement.

Les lois de seuil

Cette méthode s'applique quand l'hypothèse de régime uniforme n'est pas valable, et que l'on considère un écoulement graduellement varié.

Certaines stations hydrométriques sont placées juste à l'amont de seuils naturels (stabilité de la section, coupure hydraulique avec l'aval).

On peut donc chercher à appliquer une loi de seuil à partir des jaugeages pour faire l'extrapolation.

La loi de déversoir est de la forme :

$$Q = mL\sqrt{2g\left(h - h_0 + \frac{v^2}{2g}\right)^3} \quad (2.2)$$

Où m est un coefficient de débit du seuil, L est la largeur du seuil, h est la hauteur à l'amont du seuil et v la vitesse à l'amont du seuil.

Les hypothèses d'application de cette loi sont : un seuil dénoyé, une vitesse d'approche rectiligne et une coupure hydraulique à l'aval.

L'utilité de cette formule est que le terme de vitesse peut souvent être négligé devant le terme de hauteur. La formule devient souvent :

$$Q = mL\sqrt{2g(h - h_0)^3} \quad (2.3)$$

Ainsi seule la hauteur suffit pour extrapoler, le coefficient m étant calé sur des jaugeages réalisés.

L'hypothèse de vitesse d'approche faible n'est pas toujours vérifiée lorsque le débit devient trop important. Dans ce cas, on peut calculer le coefficient m à bas débit ou la vitesse est négligeable puis calculer le débit maximal en rajoutant le terme de vitesse dans l'équation. De façon générale, cette méthode s'applique bien lorsqu'on dispose d'un seuil naturel stable et dénoyé.

La modélisation hydraulique 1D ou 2D

Cette méthode s'applique également lorsque l'hypothèse de régime uniforme n'est pas valable, et que l'on considère un écoulement graduellement varié.

La modélisation hydraulique 1D ou 2D peut être utilisée pour l'extrapolation des courbes de tarage dans les cas d'un écoulement graduellement varié. Elle permet de calculer la courbe de remous. Sa mise en œuvre nécessite de disposer de plusieurs profils en long de la rivière. Le profil en long doit être assez régulier et les sections en travers stables pour éviter d'avoir à les refaire constamment.

L'utilisation de modèles hydrauliques est utile en présence d'un pont, de piles de pont, d'une cassure de pente ou de toutes autres singularités impliquant un écoulement graduellement varié. Parmi les modèles on peut citer MASCARET (EDF) et HEC-RAS.

2.2.3 Bilan des extrapolations à haut débit

Plus la section est stable dans le temps, plus la section est jaugée à haut débit, plus le dossier station est documenté (jaugeages commentés, photos en crue, photos de la section, commentaires de passage post crue...) et plus l'extrapolation proposée aura de chance d'être valable !

Quelles que soient la ou les méthodes employées, la confrontation (et la convergence) des résultats est un atout de validation du calcul d'extrapolation. Un minimum est de vérifier l'ordre de grandeur des vitesses maximales modélisées. Ce dernier devant évidemment rester plausible. La partie extrapolation doit également être critiquée a posteriori d'un point de vue hydrologique lors de retour d'expériences sur épisode par exemple.

2.3 Une mise en œuvre parfois difficile et coûteuse

Les stations hydrométriques ne sont pas toujours situées là où elles permettraient une appréhension optimale du débit des rivières. Ceci est stipulé dans la charte qualité de l'hydrométrie (Forray *et al.*, 1998) en ces termes : *Un site idéal mais peu accessible ou dangereux devra être abandonné au profit d'une station hydrauliquement un peu moins satisfaisante mais qui fera*

l'objet d'une exploitation suivie. Ainsi, un lieu idéal pour l'installation d'une station hydrométrique propice à de bonnes estimations du débit d'une rivière, mais pas facilement exploitable, sera abandonné et un endroit moins propice mais plus facile à exploiter sera privilégié. Ces constats logiques et compréhensibles par tous mènent néanmoins à des estimations de débits douteuses là où elles auraient pu être satisfaisantes quelques mètres ou dizaines de mètres plus en amont ou plus en aval. Il ne faut pas omettre que la sécurité des agents ainsi qu'une exploitation sûre et pratique des stations hydrométriques sont les facteurs à prioriser. L'équipement de trilles traversant la section de mesure ou encore la mise à l'eau de bateaux si les conditions empêchent les opérateurs de pénétrer dans le lit représentent des dispositifs non applicables partout et la sécurité et la facilité d'opération prend le dessus sur la pertinence de l'estimation du débit des rivières.

Soulignons également que toutes ces opérations, jaugeages, installations de stations hydrométriques, acquisition de matériel, maintenance, salaire des opérateurs... ont un coût. Le montant a été estimé par l'USGS (United States Geological Survey) à 10 000 euros par année et par station. [Carre et al. \(2008\)](#) estiment quant à eux ce coût entre 10000 et 12000 euros par an. Ces coûts importants représentent une barrière aux budgets les moins fournis et font que toutes les rivières ne peuvent évidemment pas être jaugées. L'estimation de leurs débits est une fois de plus affectée.

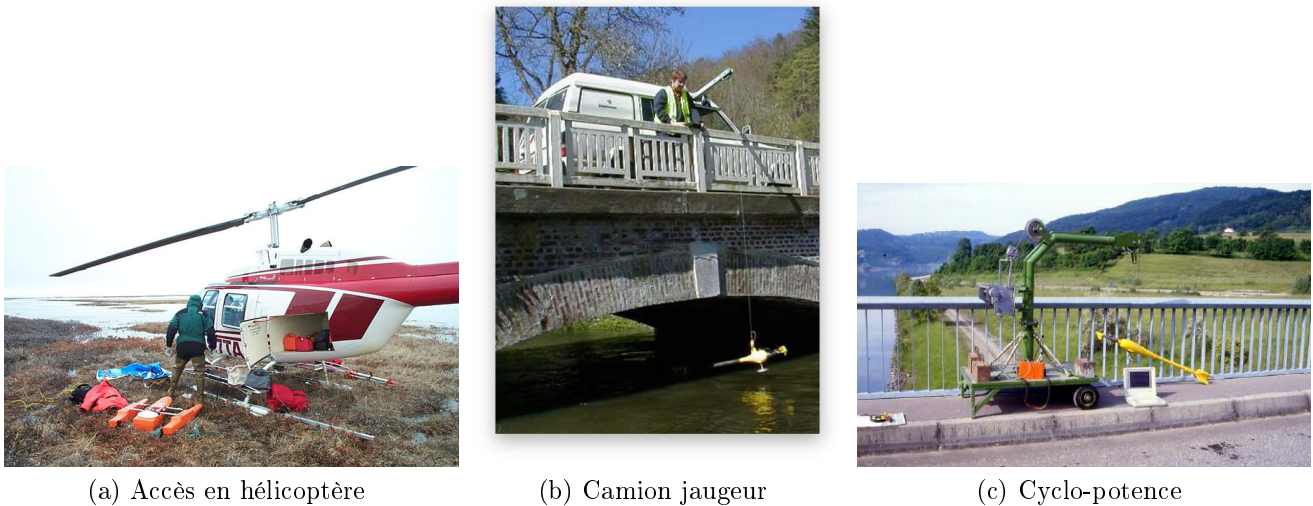


FIGURE 2.4 – Des techniques de mesures qui demandent des moyens lourds et coûteux. Sources Oceanscience (gauche), DREAL Haute-Normandie (centre) et Compagnie Nationale du Rhône (droite).

2.4 Des stations hydrométriques plus ou moins stables

Les hydromètres sont conscients que certaines de leurs stations hydrométriques sont plus ou moins stables, c'est-à-dire avec des contrôles hydrauliques variant avec le temps. La Figure 2.5 illustre ce propos ; trois stations hydrométriques qualifiées de stable, moyennement stable et instable par leurs gestionnaires (respectivement L'Arve à Arthaz, L'Ubaye à Rocherousse et La Romanche au Chambon) y sont représentées. La Figure 2.6 expose des photographies de chacune de ces trois stations.

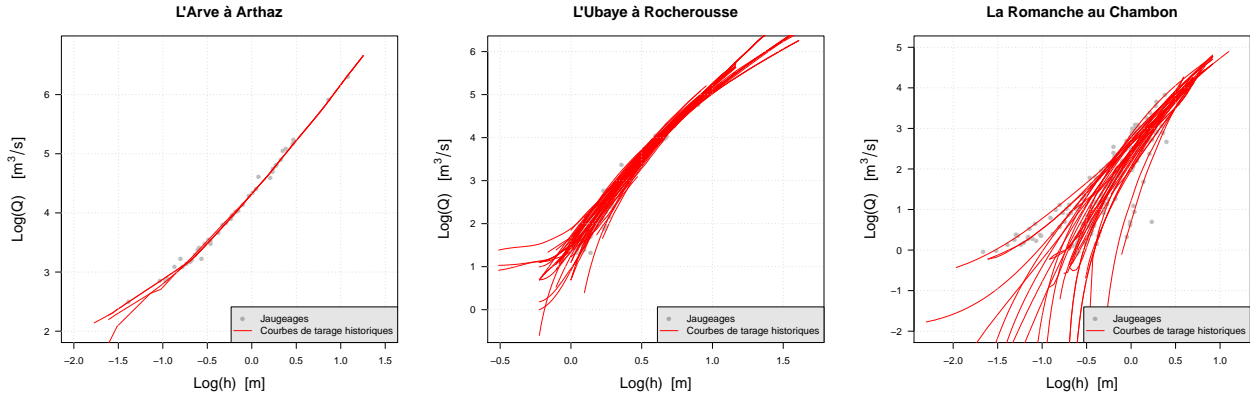


FIGURE 2.5 – Courbes historiques représentant la stabilité de trois stations hydrométriques du réseau EDF-DTG : Arthaz (gauche), Rocherousse (centre) et Chambon (droite).

L'étude des courbes de tarage historiques tracées pour ces stations est un bon indicateur de stabilité. Logiquement, plus l'actualisation du tracé des courbes de tarage est fréquente, moins le contrôle hydraulique de la station concernée est stable. On ressent en analysant la Figure 2.5, surtout en regardant le cas de la Romanche au Chambon, que les tracés ont été nombreux afin de pallier des fluctuations de la relation hauteur-débit.



FIGURE 2.6 – Illustration de trois stations hydrométriques du réseau EDF-DTG : Arthaz (gauche), Rocherousse (centre) et Le Chambon (droite). Source EDF-DTG.

Pour les stations hydrométriques les moins stables, la méthode historique de construction de la courbe de tarage (reposant sur un nombre suffisant de jaugeages chronologiquement contigus et bien répartis sur une large gamme de débit) apparaît comme peu adaptée aux changements rapides ou cycliques de la relation hauteur-débit. En plus d'une certaine difficulté à actualiser le tracé des courbes de tarage dans certains cas, une variabilité de la relation hauteur-débit semble persistante. Nous tenterons de mettre plus en évidence cette variabilité au chapitre 6.

2.5 La variabilité d'ordre 1 et la variabilité d'ordre 2

La variabilité d'ordre 1 représente la capacité de la relation hauteur-débit à revenir rapidement à une situation d'équilibre. Plus l'équilibre de la relation hauteur-débit est centré autour d'une valeur initiale de façon fréquente, plus la variabilité d'ordre 1 est faible. Par exemple, un effet cyclique dans le temps dans le cas d'un tronçon de contrôle défini par un banc de gravier qui se déplacerait autour d'une situation de départ serait synonyme d'une variabilité d'ordre 1

faible si le cycle est rapide, mais élevée si le cycle est lent et ce, quelles que soient l'amplitude des oscillations. On en arrive alors à la variabilité d'ordre 2. La variabilité d'ordre 2 correspond justement à l'amplitude des oscillations autour d'un signal de fond (cycle, dérive positive ou négative). Plus l'amplitude des oscillations est élevée, plus la variabilité d'ordre 2 est élevée et vice-versa.

2.5.1 Caractérisation de la variabilité d'ordre 1

Pour caractériser la variabilité d'ordre 1, on peut étudier l'écart des jaugeages en hauteur autour de la courbe de tarage historique moyenne donnée en calculant la courbe moyenne de l'ensemble des courbes de tarage d'une station hydrométrique (Figure 2.7). Ce travail permet de mettre en évidence le signal de fond de la dynamique morphologique du lit d'une rivière et ainsi faire apparaître un cycle ou une dérive.

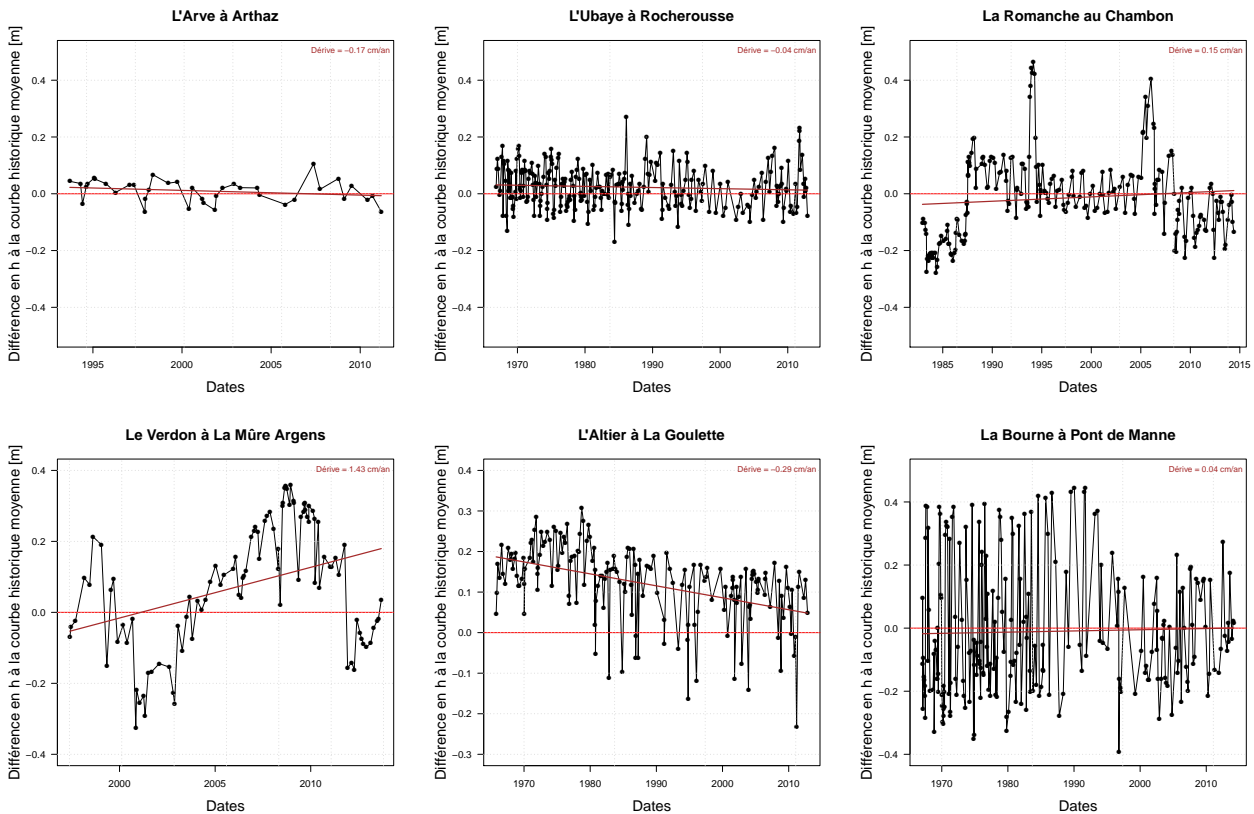


FIGURE 2.7 – Ecart en hauteur des jaugeages à la courbe de tarage historique moyenne pour cinq stations hydrométriques du réseau EDF-DTG : Arthaz, Rocherousse, Le Chambon, La Mûre Argens, La Goulette et Pont de Manne.

La Figure 2.7 illustre plusieurs cas de variabilité d'ordre 1. L'Arve à Arthaz par exemple présente une faible variabilité d'ordre 1 consécutive à un contrôle hydraulique quasi-immuable dans le temps. En ce qui concerne L'Ubaye à Rocherousse ou la Bourne à Pont de Manne, la dérive de la relation hauteur-débit est quasi-nulle sur le long terme, la variabilité d'ordre 1 de ces deux stations est plutôt faible bien que l'amplitude des oscillations soient élevées. Pour la Romanche au Chambon, on détecte plusieurs situations hydrauliques causées par des modifications du contrôle. Après un changement plutôt brusque en 1987, une dérive négative

apparaît bien que la globalité de l'échantillon présente une dérive positive : on réalise qu'un découpage de la population des jaugeages est nécessaire pour rester hydrauliquement cohérent avec la physique de la Romanche à cet endroit. La variabilité d'ordre 1 de cette station est élevée, plus particulièrement après 1987 où la dérive (pente négative) apparaît comme assez forte. Enfin, les stations du Verdon à La Mûre Argens et de l'Altier à La Goulette présentent des variabilités d'ordre 1 élevées. La première car l'état d'équilibre est atteint mais de manière très lente, et la seconde car il y a une dérive de la relation hauteur-débit continue dans le temps tendant à s'écarter progressivement d'une situation initiale sans revenir en arrière.

Aussi, le nombre moyen de courbes de tarages historiquement tracées chaque année et le nombre de jaugeages sur lesquels elles reposent peuvent être des indicateurs de la variabilité d'ordre 1. Effectivement dans les faits les courbes sont actualisées pour représenter au mieux le signal de fond de la relation hauteur-débit et plus les courbes sont repensées, plus cela semble vouloir dire que la variabilité d'ordre 1 de la station concernée est élevée. (Tableau 2.1).

2.5.2 Caractérisation de la variabilité d'ordre 2

La variabilité d'ordre 2 représente les variations de la relation hauteur-débit persistantes après une gestion dans les règles de l'art du tracé des courbes de tarage dues à des causes physiques. C'est l'amplitude des oscillations autour du signal de fond. Bien que sélectionnant les jaugeages témoins d'une situation existante dans le tracé des courbes de tarage, une variabilité est toujours présente autour de ces dernières : la variabilité d'ordre 2.

La Figure 2.7 pointe du doigt la variabilité d'ordre 2. En-effet, on constate que l'amplitude des oscillations est plus grande par exemple pour les stations de l'Ubaye à Rocherousse, de l'Altier à la Goulette et de la Bourne à Pont de Manne que pour la station de l'Arve à Arthaz. Qualitativement leurs variabilités d'ordre 2 sont sans aucun doute plus élevées.

On peut mettre en évidence la variabilité d'ordre 2 de deux manières. La première consiste à afficher une dispersion des jaugeages autour des courbes de tarage. La seconde consiste à calculer l'écart chronologique des jaugeages à leurs courbes de tarage respectives.

Dispersion des jaugeages autour de leurs courbes de tarage respectives.

Une méthode simple pour proposer un intervalle de confiance de la relation hauteur-débit à partir d'une courbe de tarage et de jaugeages (h_i, Q_i) associés consiste à calculer l'écart-type des n jaugeages à la courbe concernée S_d .

$$S_d = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i - Q_{\text{courbe}}(h_i)}{Q_{\text{courbe}}(h_i)} \right)^2} \quad (2.4)$$

Le rapport au nombre n de mesures est remplacé par $n-2$ afin d'éviter de minimiser S_d avec un échantillon de jaugeages trop faible. Dans le cas d'une régression linéaire simple, on estime en effet l'écart-type du résidu en divisant non pas par n , mais par $n-2$, pour tenir compte du fait que l'échantillon sert lui-même à caler la droite de régression.

Ainsi, S_d représente la dispersion des points (jaugages) autour de la courbe de tarage. Dans le cas où l'échantillon des jaugeages est trop faible (inférieur à 8 mesures), il sera préférable

d'utiliser une valeur forfaitaire, bien sûr adaptée au type de station et conforme aux préconisations de la charte de l'hydrométrie (Forray *et al.*, 1998).

On a alors calculé le terme S_d pour chacune des courbes de tarage des six stations hydrométriques (L'Arve à Arthaz, L'Ubaye à Rocherousse, La Romanche au Chambon, l'Altier à La Goulette, Le Verdon à La Mûre Argens et la Bourne à Pont de Manne), et on en a ainsi obtenue une valeur moyenne pour chacune des trois stations (Tableau 2.1).

Le nombre de jaugeages moyen effectué chaque année (Tableau 2.1) peut également s'avérer être un indicateur de la variabilité d'ordre 2. Effectivement sur le papier plus la relation hauteur-débit a une réputation instable, plus le nombre de jaugeages effectués annuellement devrait être grand. Bien évidemment ces indicateurs restent des "indicateurs humain", et dépendent fortement de l'effet opérateur.

Cette étude simple montre que lorsque la station est instable et la variabilité des conditions d'écoulement forte, bien que les hydromètres actualisent fréquemment le tracé des courbes de tarage, une dispersion S_d assez forte subsiste : la variabilité d'ordre 2. On souligne par le fait que la gestion historique de tracé des courbes de tarage n'est pas suffisante dans certains cas pour s'adapter à la variabilité des conditions d'écoulement observée.

Écarts des jaugeages en débit autour de leurs courbes de tarage respectives.

En calculant les écarts de tous les jaugeages à leurs courbes de tarage et en les triant de façon chronologique (Figure 2.8), on réalise que des écarts non négligeables (variabilité d'ordre 2) subsistent pour les stations présentant les moins bonnes stabilités.

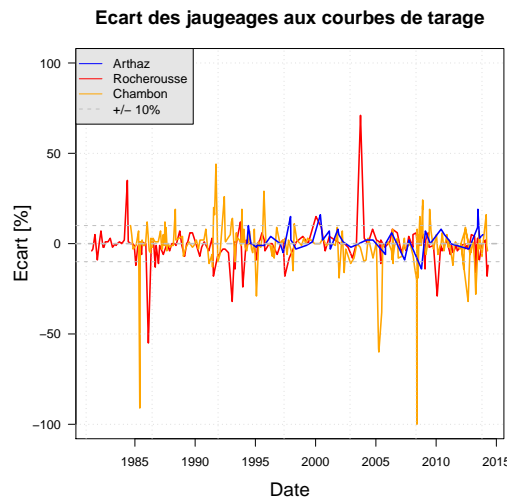


FIGURE 2.8 – Écart des jaugeages aux courbes de tarage triés chronologiquement pour les stations hydrométriques de l'Arve à Arthaz (bleu), l'Ubaye à Rocherousse (rouge) et de la Romanche au Chambon (orange).

Pour la station de l'Ubaye à Rocherousse par exemple, on réalise que bien que la variabilité d'ordre 1 soit assez faible (car retour de la relation hauteur-débit à une situation initiale), la variabilité d'ordre 2 est élevée car les jaugeages présentent toujours des écarts non négligeables

autour des courbes de tarage expertisées.

2.5.3 Résultats

Les résultats présentés dans le Tableau 2.1 concernent 6 stations hydrométriques du réseau EDF-DTG. Ces 6 stations représentent un échantillon assez représentatif des typologies de rivières instrumentées par l'entreprise.

Station	Nb moyen de CTs/an	Nb moyen de jaugages/an	Nb moyen de jaugages/CT	S_d
Arthaz	0.10	2	24	7 %
Rocherousse	1.20	4.80	8	10 %
Le Chambon	1	7.60	8	14 %
La Goulette	0.20	3.60	20	28 %
La Mûre Argens	0.90	5.50	7.30	11 %
Pont de Manne	0.40	3	11.50	50 %

TABLE 2.1 – Résultats sur les 6 stations hydrométriques étudiées.

Logiquement dans l'esprit des hydromètres, la variabilité d'ordre 1 pourrait être représentée par le nombre de courbes de tarage tracées en moyenne chaque année, et la variabilité d'ordre 2 pourrait être approchée par le S_d . Or le Tableau 2.1 n'est pas complètement en accord avec cette logique... Connaissant la stabilité des stations du réseau, il apparaît surprenant de voir que la station de la Romanche au Chambon voit sa courbe de tarage autant et même un peu moins actualisée que celle de l'Ubaye à Rocherousse (1 fois par an contre 1.2 fois par an en moyenne) alors que l'on sait pertinemment qu'elle est plus instable.

Ici est mise en évidence la question de l'homogénéité des pratiques. Effectivement chaque gestionnaire de station possède ses propres méthodes et habitudes, et parfois cela engendre ce genre de situations : des stations hydrométriques plutôt stables voient leurs courbes de tarage s'actualiser plus souvent que des stations moins stables. Il est donc difficile de trouver des indicateurs chiffrés pour caractériser les variabilités d'ordre 1 et 2, et la vision qualitative de la Figure 2.7 semble encore être la meilleure pour s'en faire une idée subjective.

On touche une fois de plus du doigt la nécessité d'un processus homogène de tracé des courbes de tarage, pour toutes les stations hydrométriques, afin de pouvoir en tirer après simulations des résultats comparables les uns avec les autres.

2.6 Constat : nécessité d'un tracé dynamique accompagné d'un modèle d'incertitudes

La rapidité de variation de la relation hauteur-débit rend difficile le suivi en temps réel du débit alors que les besoins de surveillance imposent une bonne fiabilité des données en continu. En ce qui concerne les stations les moins stables, on constate que la méthode historique pour produire la courbe de tarage, qui repose sur une construction à partir d'un nombre suffisant de jaugages chronologiquement contigus et bien répartis sur la plus grande gamme possible, reste mal adaptée aux changements rapides ou cycliques de la relation hauteur-débit dans la mesure ou de la variabilité persiste. L'état de l'art ne prend ainsi pas assez en compte les phénomènes

d'érosion et de sédimentation rapides ainsi que la croissance d'herbiers à caractère saisonnier car des variabilités d'ordre 1 et 2 demeurent.

Cette variation des relations hauteur-débit rend le tracé des courbes de tarage difficile et donc de surcroît incertain, voire très incertain dans les parties extrapolées. En plus de cela, c'est l'ensemble du processus d'estimation du débit des rivières qui possède un niveau d'incertitude qui mérite d'être détaillé. Le temps est venu de penser aux incertitudes autour des données de débit. En effet, à chacune des valeurs de débit estimée par la courbe de tarage peut être associé un intervalle de confiance qui tient compte des incertitudes de chacune des étapes du processus : mesure de hauteur d'eau, sensibilité de la section de mesure, précision des jaugeages, choix du modèle de tracé et variabilité du contrôle hydraulique. La quantification des intervalles de confiance représente alors une difficulté à enjeux (calibration de modèles, études hydrologiques et de prédimensionnement, optimisation des moyens de production...) à laquelle l'hydromètre doit faire face.

Ce tracé dynamique des courbes de tarage représente un réel besoin pour le réseau hydrométrique d'EDF-DTG, qui situé en zone montagneuse Française (Alpes, Pyrénées et Massif Central) est soumis à des cours d'eau à forte pentes, torrentiels, et donc à des processus naturels tels que l'érosion et la sédimentation venant perturber les contrôles hydrauliques des stations hydrométriques et introduisent des variations de la relation hauteur-débit. Le réseau hydrométrique EDF-DTG qui constituera la base de données principale de cette thèse est présenté dans le chapitre suivant.

Le réseau de mesures d'EDF-DTG



Jaugeage de l'Ubaye à Barcelonnette. Le chef de la station est debout le carnet à la main, l'aide agenouillé tient la tige porte-moulinet. Illustration des Grandes Forces Hydrauliques.

Sommaire

3.1	Comment s'est-il construit ?	54
3.2	Le réseau hydrométéorologique	55
3.3	Le réseau hydrométrique	55

3.1 Comment s'est-il construit ?

Le parc de production d'électricité français s'est d'abord construit autour du potentiel hydraulique notamment durant les trente années qui ont suivi la seconde guerre mondiale lorsqu'Électricité de France (EDF) en tant qu'Établissement Public a été chargé d'accompagner l'effort de reconstruction nationale. Les trois principaux massifs montagneux, Pyrénées, Massif Central et Alpes ont fait l'objet d'une valorisation de leur potentiel que ce soit en termes de ressources en eau ou de chutes disponibles. EDF a bien sûr cherché à mieux connaître la nature et la quantité des apports en eau et l'Établissement a dû développer un réseau d'observations des paramètres tels que pluie, température de l'air, neige (sous la forme de sa valeur en eau) et débit. L'intérêt de ce réseau ne s'est jamais démenti et il répond aujourd'hui à quatre enjeux : la constitution d'une base de données patrimoniales pour les études de prédimensionnement, l'optimisation des moyens de production, la surveillance et la prévision pour la gestion des situations de crue et le respect des contraintes environnementales.

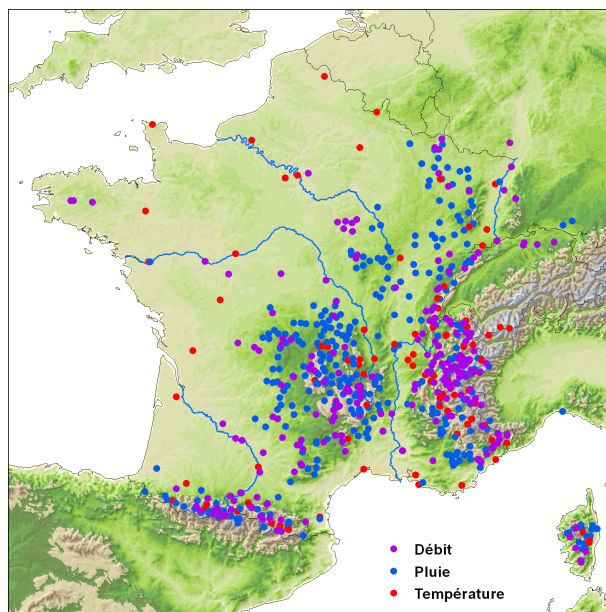


FIGURE 3.1 – Le réseau de mesures hydrométéorologiques d'EDF-DTG.

Le comportement particulier des variables hydroclimatiques en milieu montagnard (forte disparité spatiale des précipitations, neige, cours d'eau aux régimes très turbulents, stations hydrométriques à contrôle aval instable) implique des protocoles et matériels d'observation particuliers. On notera que malgré ces difficultés, EDF parvient à alimenter des chroniques continues depuis plus de 50 ans pour les paramètres neige, pluie, température de l'air et débit.

3.2 Le réseau hydrométéorologique

EDF-DTG est gestionnaire d'un réseau d'environ 1000 points de mesure dont 800 sont télétransmis (Perret *et al.*, 2012). Les paramètres mesurés sont le débit, la pluie, l'enneigement, la température de l'air et de l'eau, la physico-chimie de l'eau et les flux de matières en suspension. Ce réseau de mesures qui date des années 1950 est actuellement composé d'environ 350 pluviomètres, 50 stations de température de l'air, 350 stations de débits dont 280 stations hydrométriques et 160 perches à neige dont 37 nivomètres à rayonnement cosmique (NRC).

Nous pouvons constater que beaucoup d'observations de débit ne sont pas associées à au moins une observation de précipitations en amont ce qui nous permet d'affirmer encore aujourd'hui que le réseau pluviométrique reste insuffisant pour les altitudes élevées. L'exploitation du réseau de mesure de la valeur en eau du manteau neigeux permet de pallier cette insuffisance mais de manière imparfaite car la majorité des mesures de neige n'est échantillonnée qu'une ou deux fois par mois. En 2011, seuls 37 points de mesure de la neige sont équipés d'une mesure automatique fournissant des valeurs quotidiennes.

3.3 Le réseau hydrométrique

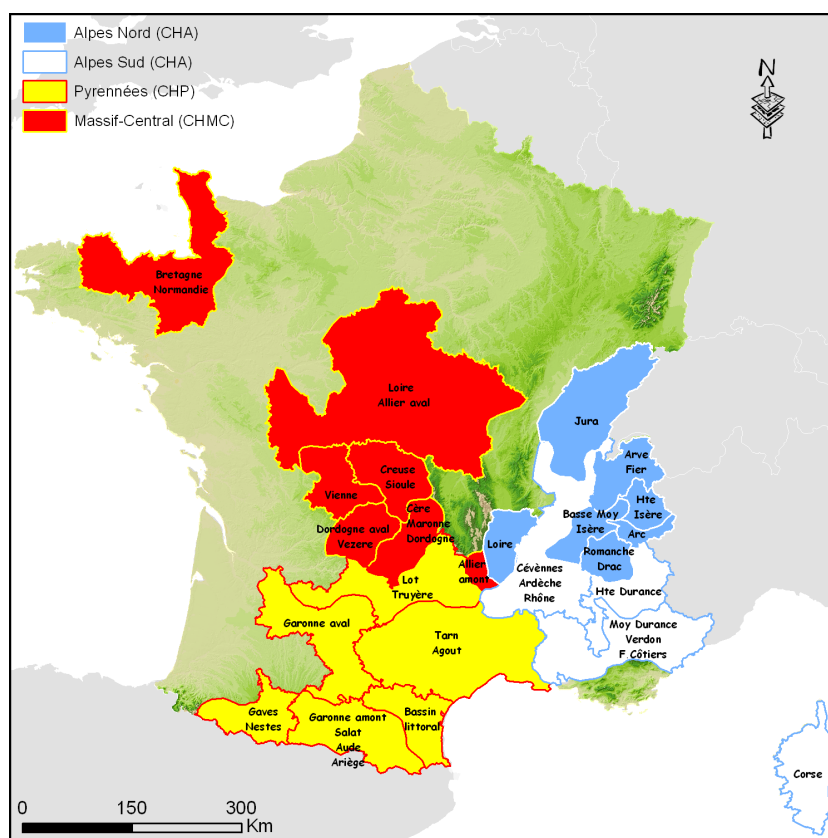


FIGURE 3.2 – La localisation du réseau hydrométrique d'EDF-DTG : les Alpes, les Pyrénées et le Massif Central.

Le réseau hydrométrique d'EDF-DTG couvre les trois massifs montagneux français que sont les Alpes, les Pyrénées, et le Massif-Central. Pas moins de 350 points de mesures dont 280 stations d'hydrométrie y sont réparties en certains points d'intérêt. Le réseau des stations hydrométriques va constituer la principale source de données de ce travail de thèse. Ce réseau

est situé en altitude, 50% des stations hydrométriques qui le composent sont localisées à plus de 600 [m] d'altitude (Figure 3.3). L'ensemble des stations hydrométriques dont la gestion et le tracé des courbes de tarage sont effectuées par les équipes d'EDF-DTG sont recensées à l'[Annexe C : Les stations hydrométriques du réseau EDF-DTG](#). Le lecteur pourra trouver dans cette annexe les caractéristiques principales des stations comme le nom du bassin, celui de la rivière, la superficie du bassin, ou encore l'altitude.

Le réseau des Alpes

Le réseau des Alpes (Alpes Nord et Alpes Sud) est géré par un pôle localisé à Grenoble. Les bassins gérés sont entre autres le Jura, l'Arve, le Beaufortain, l'Isère, l'Arc, le Drac, l'Ardèche, le Chassezac, la Durance et les fleuves côtiers.

Le réseau des Pyrénées

Le réseau des Pyrénées est géré par un pôle situé à Toulouse. Il comprend plus particulièrement des bassins de montagne (torrentiel) et des petits ruisseaux. Les Gaves, les Nestes, la Garonne, le Salat, l'Ariège, l'Aude, le Tarn, l'Agout, le Lot, la Truyère et le bassin littoral constituent ses bassins principaux.

Le réseau du Massif-Central

Le réseau du Massif-Central est quant à lui exploité par des équipes situées à Brive. Ce réseau est constitué de bassins de grandes plaines avec des rivières plus larges. Ses bassins principaux sont la Bretagne, la Normandie, la Loire, l'Allier, la Creuse, la Sioule, la Vienne, la Dordogne, la Vézère, la Cère et la Maronne.

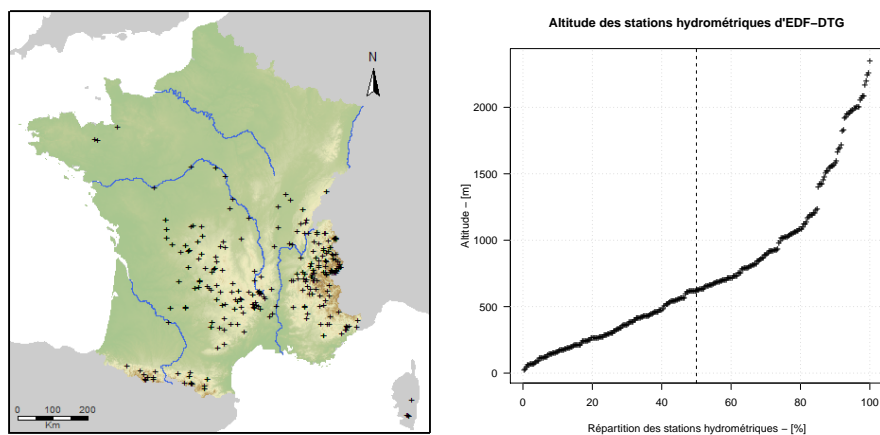


FIGURE 3.3 – Répartition altimétrique des stations hydrométriques du réseau EDF-DTG.

Les missions des pôles mesure et production de données

Les agents du réseau de mesure ont pour mission principale d'exploiter et de maintenir le réseau, de produire des données validées, critiquées, qualifiées et historisées, et de répondre aux sollicitations des autres équipes, des exploitants, mais aussi de l'externe. Ils respectent un mode opératoire précis illustré à la Figure 3.4.

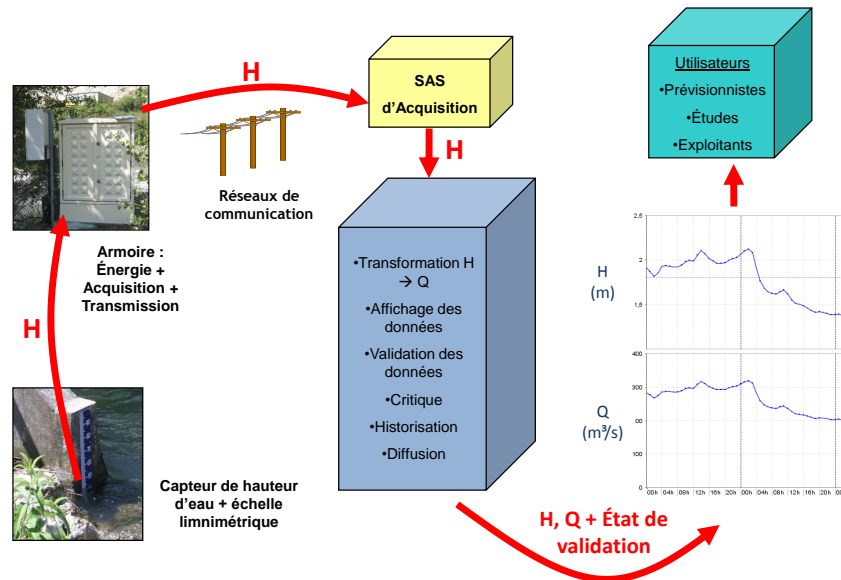


FIGURE 3.4 – Le mode opératoire. Source Damien Sevrez, EDF-DTG.

L'exploitation et le maintien du réseau consistent à gérer des travaux (nouvelles implantations de stations, opérations de maintenance lourde, mise en conformité électrique, gestion des évolutions techniques des matériels), à assurer une bonne qualité de fonctionnement (opérations de maintenance légère et dépannages, étalonnages des capteurs, entretien et suivi des matériels de mesure), à réaliser des mesures d'étalonnage des stations (jaugeages courants, en crues et en étiages, suivi des courbes de tarage), à surveiller le réseau à distance (scrutation), ou encore à gérer des partenaires externes (relations avec d'autres producteurs, relations avec les services de l'état, pilotage des sous-traitants et des observateurs, gestion des outils informatiques).

La validation de données, quant à elle vise à vérifier la qualité des données (valider les hauteurs, les courbes de tarage et les débits des stations hydrométriques, valider les débits usines) et à les critiquer (comparer les données à des modèles, reconstituer des données manquantes).

La réponse aux sollicitations des autres équipes consiste à mettre à disposition l'expertise en mesure hydrométrique sur des prestations ponctuelles (contrôle des débits réservés, étalonnage d'organes de débitance, essais de maîtrise de variations de débit, surveillance d'ouvrages et fuites), et à se former et à maintenir ses compétences (formations relatives au matériel et à la sécurité).

Toutes ces activités nécessitent bien sûr que les agents soient bien formés pour être correctement exécutées. Ainsi trois équipes réparties sur les Alpes, les Pyrénées et le Massif-Central s'occupent de leurs bassins versants respectifs.

Le réseau hydrométrique d'EDF-DTG ainsi présenté sera la "matière première" de cette thèse. Les séries de jaugages et limnigrammes utilisés dans ces travaux de thèse sont la plupart issus de ce réseau qui constitue la base de données précieuse et principale de cette thèse.

On insiste ici sur le fait qu'une station hydrométrique appartenant à la DREAL (Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement) Pays de Loire, celle de la Loire à Montjean, sera prise comme fil rouge de ces travaux de thèse car elle présente des caractéristiques intéressantes (Poligot-Pitsch *et al.*, 2013) permettant de valoriser les résultats établis.

Les partenaires...

L'entreprise a également su développer des partenariats avec des organismes tels que l'OFEV (Office Fédéral de l'Environnement), la CNR (Compagnie Nationale du Rhône) ou encore les DREAL (Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement) afin d'adapter le maillage du réseau hydrométrique aux besoins de la surveillance opérationnelle. La localisation des stations hydrométriques en partenariat avec EDF-DTG est représentée sur la Figure 3.5.

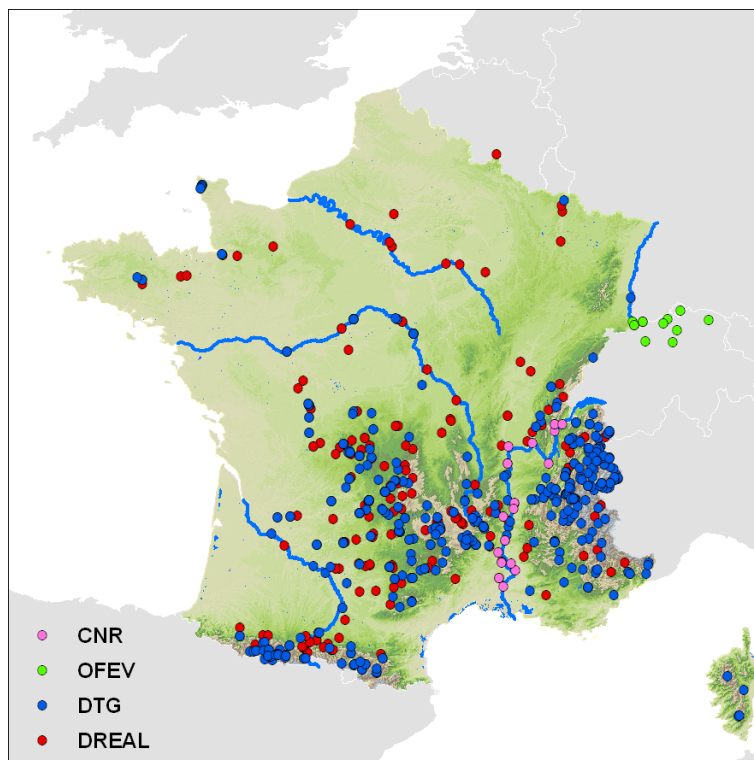


FIGURE 3.5 – Les stations hydrométriques gérées en partenariat avec EDF-DTG.

Présentation de deux stations hydrométriques utilisées en fil rouge dans ces travaux

Deux stations hydrométriques, en plus de beaucoup d'autres, seront particulièrement présentes dans ces travaux de thèse. Il s'agit des stations de l'Altier à la Goulette (Figure 3.6) et de la Loire à Montjean (Figure 3.7). Les caractéristiques principales de ces deux stations sont décrites ci-après.

L'Altier à la Goulette (station EDF-DTG)



FIGURE 3.6 – La station hydrométrique de l'Altier à La Goulette.

Rivière : l'Altier

Contrôle hydraulique : seuil artificiel épais

Producteur : EDF-DTG

Bassin : Chassezac

Département : Ardèche

Mise en service : 1965

Type : station à une échelle

Régime influencé : non

Superficie bassin-versant : 103 km^2

Altitude : 627 m

Module : 3 m^3/s

La Loire à Montjean (station DREAL Pays de Loire)



FIGURE 3.7 – La station hydrométrique de la Loire à Montjean.

Rivière : la Loire

Contrôle hydraulique : tronçon de contrôle

Producteur : DREAL Pays-de-Loire

Bassin : Loire

Département : Maine-et-Loire

Mise en service : 1842

Type : station à une échelle

Régime influencé : pas ou faiblement

Superficie bassin-versant : 109930 km^2

Altitude : 10 m

Module : 846 m^3/s

Conclusion de la première partie

Après avoir récapitulé les fondamentaux de l'hydrométrie, à savoir la chaîne de mesure allant du relevé de hauteur d'eau, aux jaugeages, en passant par le tracé des courbes de tarage jusqu'à l'obtention de séries chronologiques de débits, on a mis en évidence que chacune de ces étapes possède des insuffisances que les hydromètres s'évertuent à pallier au quotidien. Deux sources majeures d'amélioration des pratiques de l'hydrométrie ont été mises en évidence : un tracé plus dynamique des courbes de tarage d'une part, et un calcul d'incertitudes associées d'une autre.

Justification d'un tracé dynamique des courbes de tarage

La caractérisation des variabilités d'ordre 1 et 2 des relations hauteurs-débit montre de façon claire que ces dernières évoluent dans le temps. Même si la variabilité générale d'ordre 1 est prise en compte en sélectionnant des jaugeages hydrauliquement cohérents dans le tracé des courbes de tarage, une variabilité d'ordre 2 subsiste car une dispersion des jaugeages autour des courbes est persistante. Ce constat montre que la méthode historique de tracé des courbes de tarage reste dans beaucoup de cas insuffisante pour prendre en compte la variabilité des conditions d'écoulement au niveau du point de mesure.

En milieux naturels, la méthode historique pour produire la courbe de tarage reste mal adaptée aux changements rapides (ou cycliques) de la relation hauteur-débit engendrés par de l'érosion, de la sédimentation, des crues ou encore un développement de végétation saisonnière. Il est évident que les méthodes actuelles ne prennent pas assez en compte ces phénomènes car en plus d'un tracé de courbes de tarage non adéquat avec les changements morphologiques du lit des rivières, la capacité à réaliser des jaugeages par les équipes de mesure reste en général limitée.

Justification d'un calcul d'incertitudes autour des données de débits

Partant du constat que trop de scientifiques, ingénieurs et autres utilisateurs considèrent les séries chronologiques de débit comme exactes lorsqu'ils s'en servent, et conscient que ces données de débit peuvent avoir un degré d'incertitudes conséquent, l'idée de la construction d'un modèle d'incertitude est apparue. En effet, chaque étape du processus de mesure du débit

d'une rivière possède une incertitude spécifique. Les méthodes de jaugeage (ADCP, dilution, moulinets, radars...) comportent des incertitudes, les capteurs de mesure de hauteur d'eau également, et le tracé des courbes de tarage peut être très incertain dans les parties extrapolées. En effet, dans les gammes de débit extrêmes (étiage et crue) tout hydromètre sait pertinemment que les prédictions de débit données par les courbes de tarage ne sont dans certains cas pas fiables alors que ce sont des données cruciales utilisées par exemple pour des études de dimensionnement d'ouvrage.

Ce travail s'engagera donc sur la voie du calcul des incertitudes autour des données de débit. Tout d'abord pour insister sur le fait qu'une valeur de débit prédite en milieu naturel n'est jamais exacte, pour mieux comprendre le degré de non exactitude dans certaines gammes de débits, mais aussi pour améliorer toutes études utilisant ces données et rendre plus robustes les résultats qu'elles produisent.

Deuxième partie

La gestion dynamique de la courbe de tarage

Introduction à la gestion dynamique de la courbe de tarage



Avulsion locale du rio Choluteca (Honduras) lors de la crue cyclonique de 1998 (ouragan Mitch). Le pont venait juste d'être inauguré... Photo de V.J. Musi.

Ce chapitre a pour vocation de décrire et justifier les hypothèses majeures faites dans ces travaux. On définira ici deux catégories d'hypothèses : les hypothèses d'échantillonnage et les hypothèses hydrauliques.

Sommaire

5.1	Revue bibliographique sur le tracé des courbes de tarage	66
5.1.1	Origine des courbes de tarage	66
5.1.2	Le problème de non stationnarité des courbes de tarage	67
5.1.3	Le problème de l'extrapolation des courbes de tarage	67
5.1.4	Le problème des courbes de tarage par morceaux	67
5.1.5	Des procédés mathématiques innovants	68
5.2	Nos hypothèses	68
5.2.1	Les hypothèses d'échantillonnage	68
5.2.2	Les hypothèses hydrauliques	69
5.3	Les étapes de la gestion dynamique	71

5.1 Revue bibliographique sur le tracé des courbes de tarage

La méthode la plus commune et la plus simple pour estimer le débit des cours d'eau à une station hydrométrique consiste à établir une relation hauteur-débit ([Rantz, 1982](#); [Schmidt, 2002](#)) utilisée afin de convertir en continu des valeurs de hauteur d'eau en série de débits. Dans les situations où une simple relation hauteur-débit ne peut pas être établie avec des erreurs acceptables, des relations plus complexes incluant d'autres paramètres ont été appliquées. Cette introduction bibliographique ne mettra l'accent que sur les études traitant de la relation la plus répandue entre la hauteur d'eau h et le débit Q , typiquement une loi puissance de la forme $Q = a(h - h_0)^b$ ([Rantz, 1982](#); [Herschy, 1999](#)).

5.1.1 Origine des courbes de tarage

La pratique actuelle de définition et d'application des relations hauteur-débit remonte au début du XX^{eme} siècle. En effet, [Jones \(1916\)](#) proposait déjà des méthodes afin de corriger la relation hauteur-débit en prenant en considération la pente de la surface libre.

Il est indispensable de noter qu'une grande part des pratiques hydrométriques modernes mondialement utilisées ont été développées par l'USGS (United States Geological Survey). Les méthodes couramment utilisées (jaugeages et tracé des courbes de tarage) sont largement décrites dans les publications de l'USGS ([Corbett, 1943](#); [Dawdy, 1961](#); [Rantz, 1982](#)) mais également dans d'autres documents ([Pasley R., 1972](#); [Becchi et al., 1994](#); [Herschy, 2009](#)). Toutes ces références représentent le socle solide de l'hydrométrie actuelle et méritent à ce titre d'être citées et consultées.

Le tracé des courbes de tarage a posé certains problèmes aux hydromètres tentant de les tracer en adéquation avec la physique des rivières étudiées. Les problèmes principaux rencontrés et leurs réponses dans la littérature seront exposés dans les sous-sections [5.1.2](#), [5.1.3](#), [5.1.4](#) et [5.1.5](#).

5.1.2 Le problème de non stationnarité des courbes de tarage

Lors des phases de crues et de décrues par exemple, la non stationnarité engendrée induit qu'une même hauteur peut correspondre à plusieurs débits. Les courbes de tarage présentent alors la forme de boucles (phénomène d'hystérésis). Des scientifiques se sont penchés sur le tracé des courbes en raquettes résultantes ([Perumal *et al.*, 2004](#); [Petersen-Overleir, 2006](#); [Dottori *et al.*, 2009](#)).

La non stationnarité due aux phénomènes naturels d'érosion, de sédimentation et de développement de végétation est quant à elle prise en compte dans l'actualisation fréquente des courbes de tarage en adéquation avec la physique du terrain.

5.1.3 Le problème de l'extrapolation des courbes de tarage

Différentes méthodes existent pour effectuer l'extrapolation à haut débit (cf. [Annexe B : Hydraulique des écoulements en rivière](#)). La plupart d'entre elles sont basées sur la formule de Manning-Strickler. Plus les paramètres de cette relation sont connus, plus l'extrapolation sera pertinente.

Certains utilisent par exemple, la méthode dite du champ des vitesses ([Corbett, 1943](#); [Hersch, 2009](#)) qui consiste à tracer une courbe reliant la hauteur et la vitesse moyenne, à l'extrapoler, et à la combiner à une autre courbe reliant la hauteur d'eau et la section mouillée pour enfin extrapoler la relation hauteur-débit. D'autres utilisent une méthode basée sur la débitance où une courbe reliant la débitance à la hauteur d'eau est établie et utilisée avec des mesures de débit afin d'estimer une courbe liant la rugosité à la hauteur d'eau ([Rantz, 1982](#); [Hersch, 2009](#)). Le débit correspondant à une hauteur donnée est ensuite estimé à partir de ces deux courbes.

L'USGS recommande d'estimer le pic de crue s'il n'a pas été mesuré pour l'extrapolation haut débit. C'est le pic de débit qui devrait être utilisé comme point de convergence dans le développement des courbes. Si ce dernier n'est pas disponible plusieurs méthodes sont applicables pour extrapoler les courbes de tarage, [Rantz \(1982\)](#) souligne néanmoins que *"la courbe ne doit pas être extrapolée au-delà de deux fois la plus grande valeur de débit mesurée, sauf en dernier recours"*.

Enfin, des modèles hydrauliques existent ([Di Baldassarre et Claps, 2011](#)). Ils permettent d'extrapoler les courbes de tarage en résolvant les équations de Barré de Saint-Venant grâce à des modèles en une ou plusieurs dimensions. On peut également citer d'autres travaux s'intéressant à la question comme [Franchini *et al.* \(1999\)](#) et [Sivapragasam et Muttill \(2005\)](#).

En ce qui concerne l'extrapolation à bas débit, elle est plutôt effectuée sur une échelle naturelle que logarithmique car les coordonnées du point pour lequel le débit est nul ne peuvent pas être marquées sur une telle échelle. Une extrapolation à dire d'expert entre la valeur minimale jaugée et le point correspondant au débit nul est ajustée. Seuls des jaugeages supplémentaires à très bas débit peuvent venir conforter cette extrapolation.

5.1.4 Le problème des courbes de tarage par morceaux

Le tracé des courbes de tarage par morceaux est bien connu de la communauté des hydro-mètres pour pallier à différentes configurations topographiques et hydrauliques. Plusieurs études dont des méthodes statistiques bayésiennes plus avancées ont été développées pour tracer des

courbes de tarage par morceaux ([Petersen-Øverleir et Reitan, 2005](#); [Reitan et Petersen-Øverleir, 2008b](#); [Le Coz et al., 2014](#)).

5.1.5 Des procédés mathématiques innovants

Des méthodes bayésiennes incluant des algorithmes Markov Chain Monte Carlo (MCMC) ont été développées afin d'adapter une ou des sommes de lois puissance sur une série de jaugages ([Reitan et Petersen-Øverleir, 2008b](#); [Le Coz et al., 2014](#)). [Moyeed et Clarke \(2005\)](#) ont également utilisé la statistique bayésienne sur des études de cas afin de tracer des courbes de tarage sous formes de lois puissance classiques.

Ces techniques nouvelles et prometteuses paraissent adaptées pour le calcul des courbes de tarage dans la mesure où l'incorporation d'informations *a priori* au sujet de la nature même de la relation hauteur-débit est possible et que l'amélioration de la capacité des calculs inhérente aux innovations technologiques ne pourra aller que dans ce sens.

La bibliographie concernant le calcul des incertitudes autour des données de débit sera traitée au début de la Partie III, [Description du modèle d'incertitudes](#).

5.2 Nos hypothèses

On précise ici que les hypothèses qui suivent sont bien adaptées aux stations hydrométriques à enjeu de gestion dynamique, mais qu'elles ne sont pas universelles. Elles concernent alors une grande partie (85%) des stations hydrométriques du réseau EDF-DTG.

5.2.1 Les hypothèses d'échantillonnage

Hypothèse d'échantillonnage 1 :

**Le jaugeage est le meilleur témoin de la relation hauteur-débit
au moment où il est effectué.**

Tout hydromètre est conscient du fait que le meilleur moyen de mettre en évidence une variation de la relation hauteur-débit d'une station hydrométrique est de jauger. De cette constatation naît une hypothèse majeure de ces travaux de thèse qui affirme que "le jaugeage est le meilleur témoin de la relation hauteur-débit au moment où il est réalisé et son intérêt décroît ensuite en fonction du temps". Puisqu'on constate que la relation hauteur-débit est variable, on considère que cette hypothèse consistant à prendre le jaugeage comme témoin est la meilleure. On en déduit alors que la population des jaugeages est le témoin de la variabilité de la relation hauteur-débit.

Le travail quotidien de l'hydromètre consiste à détecter à partir d'un ou des jaugeages qu'il a effectué(s) si la relation qu'il a précédemment établie est valable et le cas échéant, d'en proposer une nouvelle. Dans ce cas, l'opérateur peut se trouver devant une situation délicate consistant à tracer une relation complexe avec un nombre très insuffisant de points de jaugeage. Un manque de réactivité persiste : la capacité des équipes à produire des courbes de tarage n'est pas appropriée aux variations des conditions d'écoulement. La fréquence des jaugeages doit donc être adaptée à la variabilité observée.

Si cette situation était gérable lorsque l'hydrologie ne consistait qu'à produire des séries chronologiques pour les études de pré-dimensionnement car le temps était différé, il n'en va

plus de même aujourd'hui où les contrôles de débit conditionnent la gestion d'ouvrages qui concernent des enjeux économiques, de sûreté et des aspects réglementaires. On souligne que l'utilisation d'une donnée de débit qui a été établie à partir d'une relation hauteur-débit insuffisamment définie devient de moins en moins acceptable dans le contexte d'aujourd'hui.

L'idée de modifier le paradigme de base du tracé des relations hauteur-débit a donc vu le jour et ces travaux développeront une méthodologie dans ce sens : un tracé dynamique des courbes de tarage qui consiste à repenser le tracé de la relation hauteur-débit pour chaque jaugeage de la station hydrométrique étudiée. Comme on considère que le jaugeage est le meilleur témoin de la relation hauteur-débit (à condition qu'il soit vérifié et que son incertitude soit prise en compte), on en déduit que retracer la courbe de tarage après chaque jaugeage est la meilleure manière de minimiser les incertitudes.

Hypothèse d'échantillonnage 2 :

**L'incertitude du jaugeage augmente au fur et à mesure
que l'on s'éloigne de sa date de réalisation.**

Le jaugeage est le meilleur témoin de la relation hauteur-débit au moment où il est réalisé et son intérêt décroît ensuite en fonction du temps. En effet, comme la relation hauteur-débit évolue en permanence, le jaugeage possède le maximum de sa pertinence au moment où il est réalisé, et cette pertinence diminue avec le temps. On définit alors le vieillissement des jaugeages comme l'agrandissement de leurs intervalles de confiance avec le temps. On précise néanmoins que certains jaugeages ne vieillissent pas ou peu, on pense ici aux jaugeages de crue.

Ces travaux de thèse prendront en compte le vieillissement des jaugeages dans le tracé des courbes de tarage. Ce vieillissement sera calculé grâce à une approche variographique que l'on décrira au chapitre 9.

Hypothèse d'échantillonnage 3 :

**Si on est capable de trouver des populations homogènes de jaugeages,
i.e. lorsqu'on peut considérer que la relation $h-Q$ est stable dans le temps,
on peut construire un échantillon de jaugeages pas forcément contigus
chronologiquement.**

Des procédures de segmentation (Hubert *et al.*, 1989; Kehagias et Fortin, 2006) seront appliquées afin de diviser un nuage de jaugeages en populations homogènes. On fait l'hypothèse qu'à partir du moment où on dispose d'une population hydrauliquement homogène de jaugeages, on peut définir des situations analogues qui serviront à affiner le tracé des courbes de tarage.

5.2.2 Les hypothèses hydrauliques

Hypothèse hydraulique 1 :

**Quelle que soit la variabilité à bas débit,
la relation $h-Q$ converge à haut débit.**

On exprime l'hypothèse de la zone de convergence de la façon suivante : quelle que soit la variabilité de la relation hauteur-débit à bas débit, on suppose que cette dernière va converger à haut débit. En fait, à partir d'une certaine hauteur d'eau les variations locales de la morphologie du fond des rivières n'engendrent plus de modifications significatives de la section mouillée. Si la pente de la rivière ne varie pas dans le temps, alors la vitesse de Manning est inchangée et l'idée de convergence de la relation hauteur-débit est mise en évidence.

Un point de convergence P_c sera alors expertisé (log-log, modèle hydraulique,...) afin de guider les courbes de manière hydrauliquement cohérente à haut débit, et les jaugeages hauts pourront être contraints d'appartenir au tracé de chaque courbe de tarage afin de définir la zone de convergence à haut débit souhaitée : la zone de convergence est alors construite.

Le point de convergence sera alors considéré comme un jaugeage dans le tracé des courbes de tarage à venir. Ce point de convergence à haut débit se verra attribuer la plus grosse incertitude dans le futur tracé des courbes de tarage.

Hypothèse hydraulique 2 :

Les courbes de tarage peuvent être tracées par morceaux.

On constate que des changements de contrôles hydrauliques sont susceptibles d'être rencontrés en rivières (passe bas débits, double contrôle hydraulique, géométrie particulière du lit des rivières). On en déduit que le tracé des courbes de tarage doit être adapté à ces changements qui subdivisent la courbe en plusieurs segments. Comme chaque segment correspond à un contrôle hydraulique différent selon la gamme de débit, on considère que l'hypothèse du tracé des courbes de tarage par morceaux est la meilleure.

Les courbes de tarage générées par morceaux sont des sommes de lois puissance réparties sur différentes gammes de hauteurs (équation 1.2). La courbe de tarage est construite des basses eaux vers les hautes eaux. Des jaugeages communs à deux morceaux contigus sont déterminés à dire d'expert et permettent d'encadrer l'endroit de la cassure dans les cas où cette dernière n'est pas bien documentée (caractéristiques des seuils connus par exemple). Cette astuce permet d'introduire une incertitude sur les hauteurs des cassures h_c . Des tirages de Monte-Carlo dans le modèle d'incertitudes des jaugeages concernés (morceaux et jaugeages communs) sont effectués. La médiane de ces simulations en h_c détermine le point Q_c . Le couple de point (h_c, Q_c) représente alors le point de continuité du morceau à venir.

La formule classique des courbes de tarage (équation 1.1) donne la relation suivante :

$$Q = a(h - h_0)^b \Leftrightarrow \ln(Q) = \ln(a) + b\ln(h - h_0) \quad (5.1)$$

$$\Leftrightarrow \ln(a) = \ln(Q) - b\ln(h - h_0) \quad (5.2)$$

Si on impose un point de continuité (h_c, Q_c) :

$$Q_c = a(h_c - h_0)^b \Leftrightarrow \ln(Q_c) = \ln(a) + b\ln(h_c - h_0) \quad (5.3)$$

En composant les équations 5.1 et 5.3 on obtient :

$$\ln(Q_c) = \ln(Q) - b\ln(h - h_0) + b\ln(h_c - h_0) \Leftrightarrow \ln\left(\frac{Q}{Q_c}\right) = b\ln\left(\frac{h - h_0}{h_c - h_0}\right) \quad (5.4)$$

Ainsi, le but étant d'optimiser le calage du débit modélisé sur les jaugeages, en posant :

$$R(h_0) = \sum \left[\ln\left(\frac{Q}{Q_c}\right) - b\ln\left(\frac{h - h_0}{h_c - h_0}\right) \right]^2, \quad (5.5)$$

le problème revient à choisir un h_0 qui minimise R .

$$\ln \left(\frac{Q}{Q_c} \right) = b \ln \left(\frac{h - h_0}{h_c - h_0} \right) \Leftrightarrow Q = Q_c \left(\frac{h - h_0}{h_c - h_0} \right)^b \quad (5.6)$$

$$\Leftrightarrow Q = \frac{Q_c}{(h_c - h_0)^b} (h - h_0)^b \quad (5.7)$$

Le coefficient b étant calculé par régression linéaire simple entre (Q/Q_c) et $(h - h_0)/(h_c - h_0)$, en travaillant l'équation 5.4 la relation 5.6 montre que le coefficient a de la relation finale une fois optimisée est égal à $Q_c/(h_c - h_0)^b$. Toutes les courbes ainsi calculées passent par (h_c, Q_c) et la continuité est assurée.

Cette option des courbes de tarage par morceaux est prise en compte dynamiquement pour les stations hydrométriques qui la nécessitent. La Figure 5.1 en donne un exemple pour la station hydrométrique du Gage à Ranc de Piouche qui possède un seuil artificiel béton avec passe bas-débit comme contrôle hydraulique.

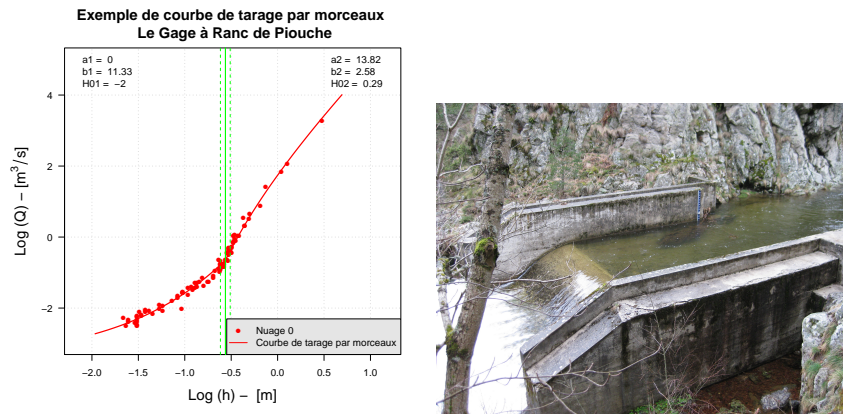


FIGURE 5.1 – Un exemple de courbe de tarage par morceaux : celui de la station hydrométrique du Gage à Ranc de Piouche. Source EDF-DTG.

L'opérateur doit alors documenter les hauteurs de cassure qui vont déterminer les morceaux correspondants aux différentes caractéristiques hydrauliques (contrôles hydrauliques) de la station étudiée.

Hypothèse hydraulique 3 :
Dans certains cas, il y a nécessité d'un forçage du h_0 .

Dans certains cas où l'on dispose d'une topographie fine du contrôle hydraulique ou d'un seuil à dimensions connues et à réputation immuable dans le temps par exemple, le h_0 est connu (à son incertitude près) car expertisé. On fait donc l'hypothèse que le h_0 peut être forcé car connu dans le tracé des courbes de tarage.

Dans d'autres situations où un h_0 pourrait donner une courbe plus pertinente qu'une autre car plus proche des jaugeages qui la concerne, le h_0 peut également être forcé (idem en ce qui concerne le coefficient b).

5.3 Les étapes de la gestion dynamique

L'analyse des pratiques de l'hydrométrie que l'on a effectuée au chapitre 1 laisse apparaître des doutes légitimes quant à la vérification de l'hypothèse de base qui conditionne la construc-

tion d'un modèle de courbe de tarage, à savoir :

La relation univoque hauteur-débit est stable sur une période suffisamment longue pour que le résultat du calcul de débit à partir d'une hauteur mesurée soit non biaisé.

Les deux questions qui en découlent peuvent s'exprimer de la manière suivante :

- Si la relation univoque hauteur-débit n'est pas stable dans le temps, quel est le meilleur paramètre témoin qui permettrait de caractériser sa variabilité ?
- Est-il possible de rendre dynamique la construction du modèle de courbe de tarage pour tenir compte de cette variabilité ?

On propose de répondre à ces deux questions avec trois postulats que l'on cherchera à justifier tout au long de la partie II de ce manuscrit :

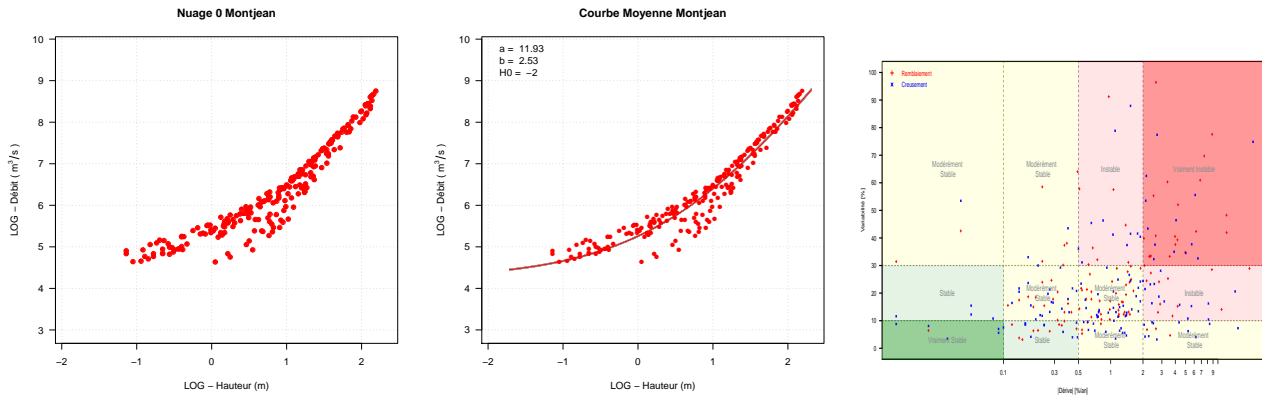
Le premier : Pour éliminer la variabilité d'ordre 1, il est possible d'objectiver un découpage de la population des jaugeages réalisés sur une station d'hydrométrie de manière à identifier des populations homogènes représentatives d'une stabilité "en moyenne" de la relation hauteur-débit (chapitre 7).

Le second : Les jaugeages sont les meilleurs témoins de la variabilité d'ordre 2 de la relation hauteur-débit et leur incertitude associée est minimale le jour de leur réalisation. On peut faire évoluer cette dernière en fonction du temps sur la base de la variabilité d'ordre 2 observée (chapitre 9).

Le troisième : La meilleure manière de tenir compte de la variabilité d'ordre 2 de la relation hauteur-débit consiste à construire un modèle de courbe de tarage après chaque jaugeage en considérant que la situation caractérisée par celui-ci a peut être déjà été observée dans le passé. On peut donc sélectionner une population homogène de jaugeages dont la chronologie n'est pas forcément contigüe (chapitre 10).

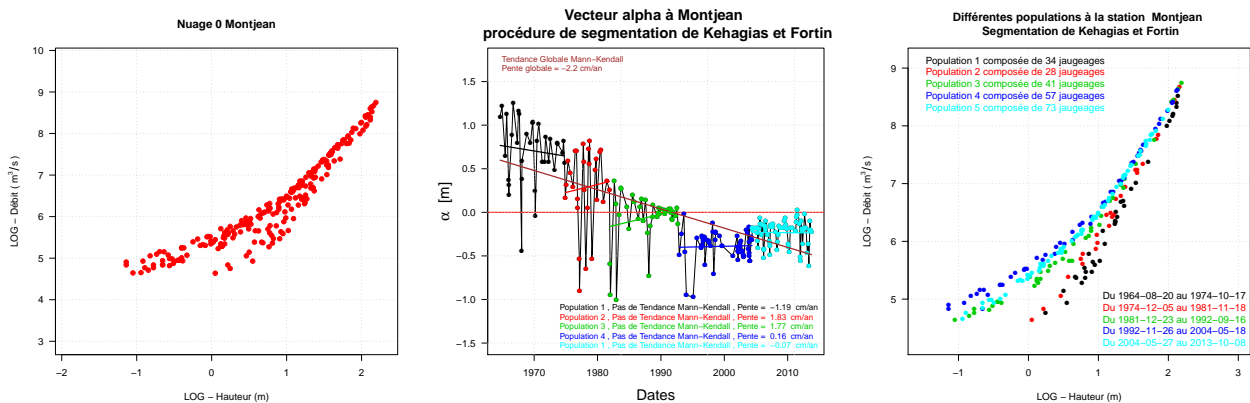
Une gestion dynamique de la courbe de tarage sera donc développée afin de répondre à la nécessité de prendre au mieux en compte la variabilité des conditions d'écoulement. La construction de la méthode de tracé dynamique des courbes de tarage suivra donc dans ce but les étapes suivantes qui seront, par soucis de pédagogie, détaillées dans des chapitres indépendants :

Chapitre 6 : La variabilité des relations Hauteur-Débit



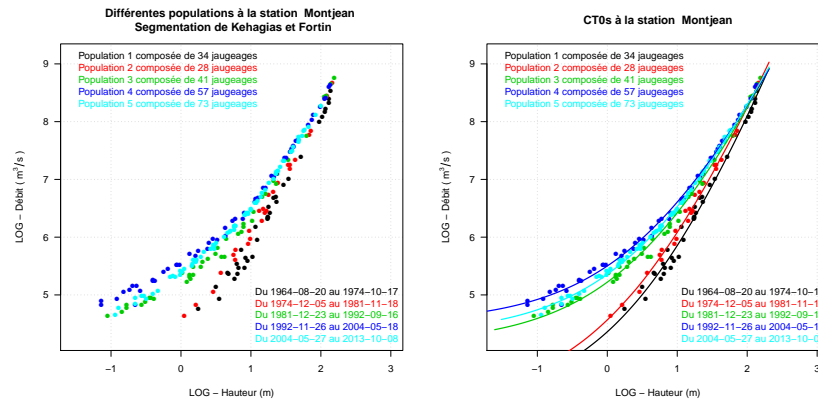
Dans ce chapitre, une caractérisation de la variabilité des relations hauteur-débit des stations hydrométriques sera effectuée. Cette étape passe par la critique du nuage initial de jaugeages, par l'établissement d'une courbe de tarage moyenne (*CTM*) et par la définition des notions de *dérive* et de *variabilité* des relations hauteur-débit.

Chapitre 7 : La procédure de segmentation



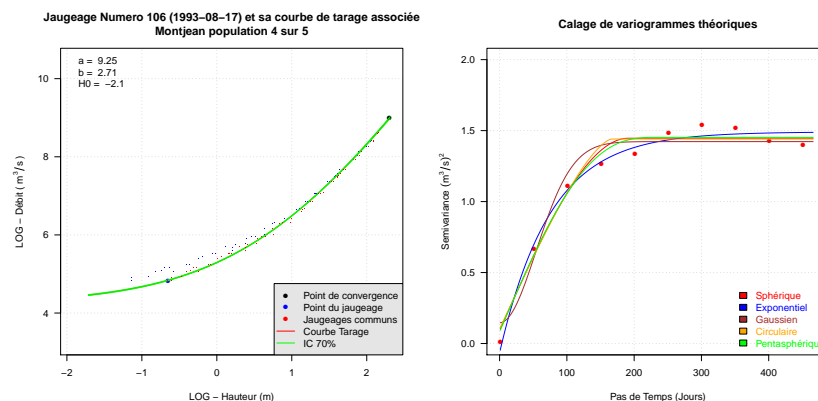
Cette seconde étape concerne la procédure de segmentation, c'est-à-dire le découpage du nuage initial de jaugeages en populations homogènes. Dans cette partie deux procédures de segmentation sont appliquées (Hubert *et al.*, 1989; Kehagias et Fortin, 2006) et physiquement puis mathématiquement justifiées.

Chapitre 8 : Le tracé des courbes de tarage zéros ($CT0s$)



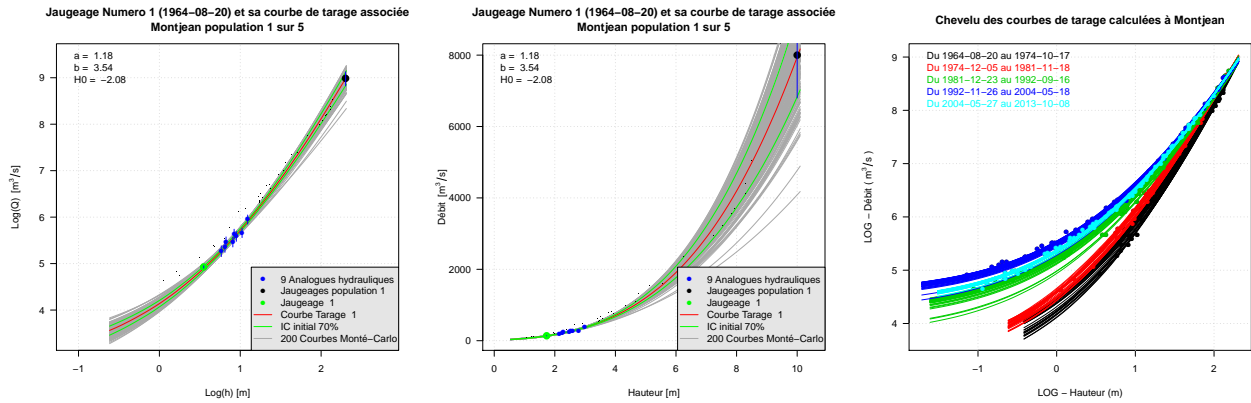
Cette troisième étape consiste à tracer des courbes de tarage zéros ($CT0s$). Dans cette partie une loi puissance du type $Q = a(H - H_0)^b$ est ajustée à chaque population homogène de jaugeages détectée par la procédure de segmentation précédente. Les $CT0s$ seront utilisées comme des références et éléments de comparaison dans les tracés à venir.

Chapitre 9 : Modèle de vieillissement et approche variographique



Dans cette étape une approche variographique est améliorée. Un premier tracé dynamique (une courbe de tarage pour chaque jaugeage) dit "grossier" est effectué en amont puis utilisé afin de construire un modèle de vieillissement des jaugeages. Ce sont les courbes de tarage finales (chapitre 10) qui serviront à construire le modèle de vieillissement final des intervalles de confiance autour des estimations de débit.

Chapitre 10 : Le tracé dynamique des courbes de tarage



Cette partie entreprend un tracé dynamique des courbes de tarage : une courbe de tarage sera recalculée à chaque nouveau jaugeage par des simulations de Monte Carlo dans le modèle d'incertitudes vieilli des analogues hydrauliques concernés (jaugeages supposés avoir été effectués dans les mêmes conditions hydrauliques que le jaugeage étudié).

La variabilité des relations Hauteur-Débit



Les contrôles hydrauliques changent... Illustration de la Charte Qualité de l'Hydrométrie.

Ce chapitre a pour vocation la caractérisation de la stabilité des contrôles hydraulique des stations hydrométriques du réseau EDF-DTG. Des variables seront introduites et décrites dans ce but.

Sommaire

6.1	Critique du nuage de jaugeages	78
6.2	Construction d'une courbe de tarage moyenne CM	79
6.3	Définition de la variable $\Delta Q\%$	80
6.4	Définition de la dérive et de la variabilité	80
6.5	Déterminations de bornes à dire d'expert	82

6.1 Critique du nuage de jaugeages

Dans ce manuscrit nous définissons le "nuage 0" comme l'ensemble des jaugeages validés et disponibles pour une station hydrométrique. Le nuage 0 représente à lui seul tout le champ des possibles de la relation hauteur-débit. On admettra sans développer ce point que son établissement nécessite parfois un travail préliminaire qui consiste à s'assurer que tous les points sélectionnés ont tous été effectués dans le même référentiel. Cela revient à vérifier que le contrôle hydraulique et l'emplacement de l'échelle limnimétrique de référence n'ont pas été modifiés.

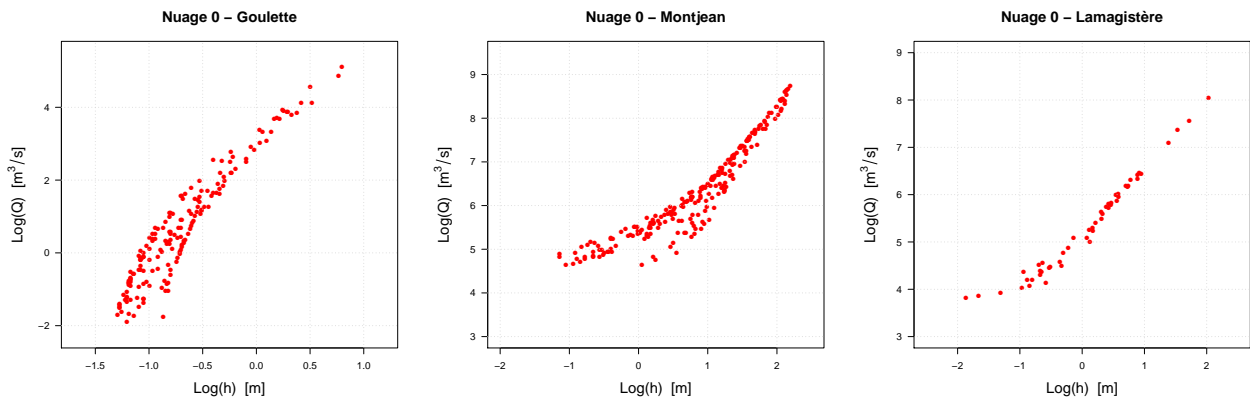


FIGURE 6.1 – Nuage 0 pour les stations hydrométriques de l'Altier à La Goulette (gauche), de la Loire à Montjean (centre) et de la Garonne à Lamagistère (droite).



FIGURE 6.2 – Les stations hydrométriques de l'Altier à La Goulette (gauche), de la Loire à Montjean (centre) et de la Garonne à Lamagistère (droite). Source EDF-DTG.

Il convient également d'expertiser le nuage 0 de chaque station hydrométrique afin de corriger et/ou écarter les jaugeages douteux. Il arrive que des erreurs de frappe soient introduites pour les rentrer dans la base. Une critique initiale s'avère nécessaire pour conserver des valeurs cohérentes de jaugeage afin d'assurer une rigueur des résultats des études qui seront effectuées en les utilisant. La Figure 6.1 montre une représentation des nuages 0 des stations hydrométriques de l'Altier à la Goulette, de la Loire à Montjean et de la Garonne à Lamagistère.

6.2 Construction d'une courbe de tarage moyenne CM

Les stations d'hydrométrie classiques sont conçues sur le principe de bijectivité de la relation hauteur-débit. Cette condition est remplie lorsqu'il existe un contrôle hydraulique constant. Dans les faits, celui-ci peut être constitué par une section de contrôle (seuil artificiel ou naturel) ou un tronçon de contrôle (pilotage de la ligne d'eau par la pente et la rugosité du lit). Dans les deux cas, on admet comme on le démontre dans l'[Annexe B : Hydraulique des écoulements en rivière](#) que la relation hauteur-débit ou courbe de tarage peut être modélisée par une loi puissance (équation 1.1).

La méthode des moindres carrés est généralement utilisée pour estimer les trois paramètres a , b and h_0 . La première étape de cette méthode consiste à linéariser l'équation 1.1 en $\log(Q) = \log(a) + b \log(h - h_0)$. Ensuite différentes valeurs de h_0 sont testées et l'ordonnée à l'origine $\log(a)$ ainsi que la pente b sont estimées pour chacune d'entre elles. La minimisation de la somme du carré des écarts permet d'estimer la valeur finale du h_0 . La régression linéaire correspondante donne directement les deux paramètres restants b et $\log(a)$.

Parfois, et comme décrit précédemment les courbes de tarage peuvent également être construites par morceaux. Dans ce cas la courbe de tarage peut être modélisée par la relation 1.2 où n indique le nombre de morceaux. Le protocole de construction est le même avec une condition de continuité imposée entre les différents segments.

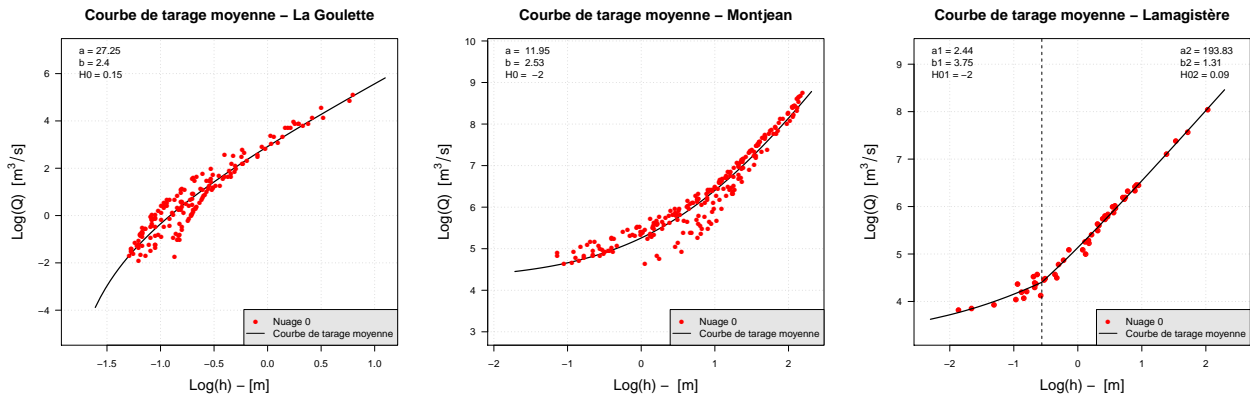


FIGURE 6.3 – Courbes de tarage moyenne (CM) pour les stations hydrométrique de l'Altier à La Goulette (gauche), de la Loire à Montjean (centre) et de la Garonne à Lamagistère (droite).

En ajustant le nuage 0 par une relation du type puissance mono-segment (équation 1.1) ou multi-segments (équation 1.2), on définit une courbe moyenne (CM). La Figure 6.3 montre une illustration de courbes de tarage moyennes : celles calculées dans les nuages 0 des stations hydrométriques de l'Altier à la Goulette, de la Loire à Montjean et de la Garonne à Lamagistère.

La courbe de tarage moyenne (CM) représente un témoin fixe dans le nuage de jaugeages. Chacun des jaugeages du nuage 0 pourra ensuite être comparé à cette dernière afin de détecter par exemple des modifications morphologiques du lit de la rivière considérée et/ou des détarages.

On note enfin que la courbe de tarage moyenne de la station hydrométrique de la Garonne à Lamagistère a été tracée par morceaux (Figure 6.3 (droite)). On reviendra sur ce point tout au long de l'étude à venir pour montrer l'application de ces travaux dans ce cas de tracé des courbes de tarage par morceaux.

6.3 Définition de la variable $\Delta Q_{\%}$

Les contrôles hydrauliques des stations hydrométriques peuvent évoluer dans le temps de manière plus ou moins brusque et régulière, et ce sont ces évolutions qui vont caractériser leur stabilité.

On définit à l'équation 6.1 l'écart en % du débit $\Delta Q_{\%}$ qui va permettre d'intégrer la notion de stabilité de la relation hauteur-débit gouvernée par le contrôle hydraulique en question.

$$\Delta Q_{\%} = \frac{Q_i - Q_{CM}(h_i)}{Q_{CM}(h_i)} \quad \text{pour } i = 1, \dots, N, \quad (6.1)$$

où N désigne le nombre de jaugeages de l'ensemble du nuage de jaugeages d'une station hydrométrique donnée, (h_i, Q_i) le couple hauteur-débit du jaugeage i et $Q_{CM}(h_i)$ le débit de la CM correspondant à h_i . $\Delta Q_{\%}$ s'exprime ici en % et représente l'écart relatif des jaugeages du nuage 0 à la courbe moyenne (CM) les traversant.

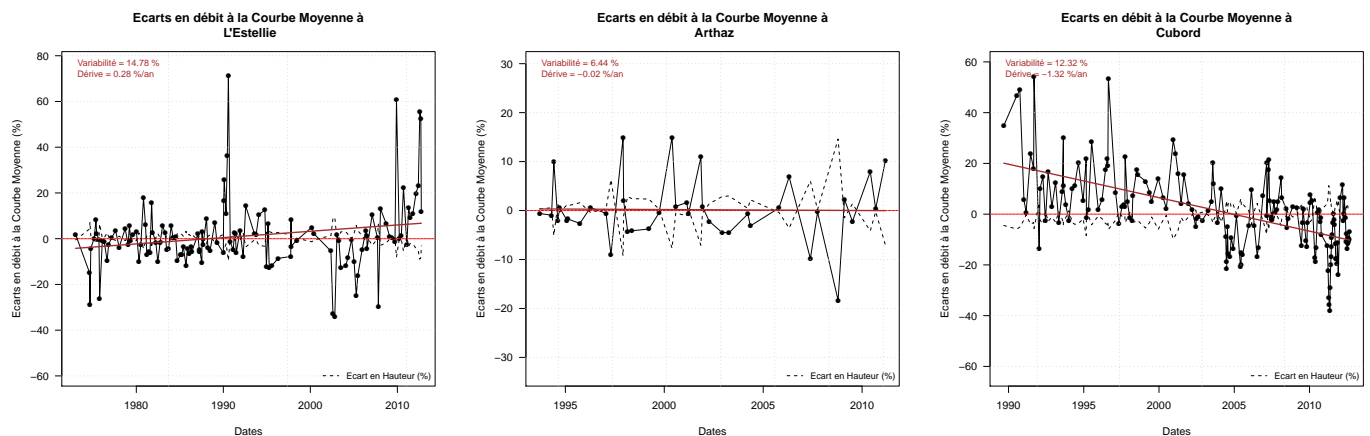
6.4 Définition de la dérive et de la variabilité

On définit deux notions liées au vecteur $\Delta Q_{\%}$:

- **la dérive** de la relation-hauteur débit qui correspond à la pente de la droite de régression de $\Delta Q_{\%}$ en fonction du temps.
- **la variabilité** de la relation hauteur-débit qui correspond à l'écart-type des résidus à la droite de régression de $\Delta Q_{\%}$ en fonction du temps.

La dérive et la variabilité de ce vecteur $\Delta Q_{\%}$ caractérisent directement la stabilité du contrôle hydraulique de la station hydrométrique considérée. La Figure 6.4 met en évidence l'évolution du vecteur $\Delta Q_{\%}$ (écart en pourcentage de débit des jaugeages à la courbe moyenne (CM)) au cours du temps. Les trois cas possibles y sont représentés : une tendance positive pour la station du Verdon à l'Estellie (Figure 6.4 (gauche)), une tendance nulle pour celle de l'Arve à Arthaz (Figure 6.4 (centre)), et une tendance négative pour la station de la Vienne à Cubord (Figure 6.4 (droite)). La Figure 6.5 montre quant à elle des illustrations de ces trois stations hydrométriques.

A partir d'un comportement moyen représenté par la courbe de tarage moyenne (CM) et pour une même hauteur d'eau à l'échelle fixée, une augmentation de débit est forcément synonyme d'un creusement de la section. En effet pour une même hauteur d'eau à l'échelle, il y a forcément eu un creusement pour que le débit soit plus grand. Au contraire, une diminution de débit est nécessairement synonyme de remblaiement si la hauteur est figée. La Figure 6.6



(a) Tendance positive (creusement)

(b) Tendance nulle

(c) Tendance négative (remblaiement)

FIGURE 6.4 – Exemples de tendances pour le vecteur $\Delta Q_{\%}$ calculé pour trois stations hydrométriques : L'Estellie, Arthaz, et Cubord (tendances respectives négative, nulle et positive).



FIGURE 6.5 – Les stations hydrométriques du Verdon à L'Estellie (gauche), de l'Arve à Arthaz (centre) et de la Vienne à Cubord (droite). Source EDF-DTG.

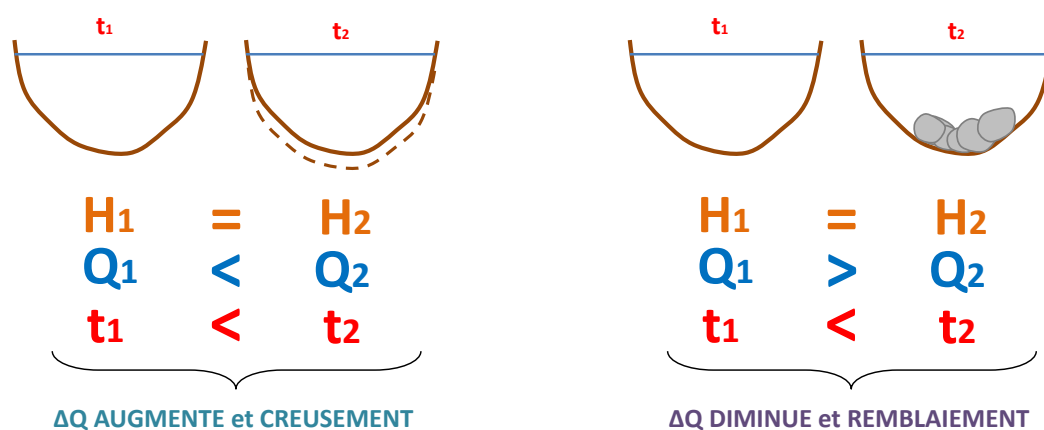


FIGURE 6.6 – Pour une hauteur h fixe à l'échelle, il y a forcément eu creusement si le débit Q a augmenté (gauche), et remblaiement si le débit Q a diminué (droite) avec le temps.

illustre ces concepts de façon pédagogique.

Ainsi, une tendance croissante de $\Delta Q_{\%}$ défini à l'équation 6.1 est représentative d'un creusement continu du contrôle hydraulique. Au contraire, une tendance décroissante du vecteur $\Delta Q_{\%}$ est représentative d'un remblaiement continu du contrôle hydraulique en question.

On comprend également en analysant la Figure 6.4 qu'une tendance nulle du vecteur $\Delta Q_{\%}$ (dérive proche de zéro) n'est pas forcément représentative d'un contrôle hydraulique stable et immuable dans le temps. En effet, même si la dérive est nulle, cela n'empêche pas la variabilité d'être élevée. On réalise que les notions de dérive et de variabilité doivent être composées afin de caractériser de manière pertinente la stabilité du contrôle hydraulique d'une station hydrométrique.

6.5 Déterminations de bornes à dire d'expert

On entreprend donc la détermination de bornes à "dire d'expert" dans la composition du couple ($|\text{Dérive}|$, Variabilité), afin de caractériser la stabilité des contrôles hydrauliques des stations hydrométriques du réseau EDF-DTG.

Précisons que l'on travaille en valeur absolue de la dérive afin de confondre remblaiement et creusement progressif dans la Figure 6.7, ramenant ainsi la dérive à une valeur positive quelle que soit la nature des modifications des contrôles hydrauliques.

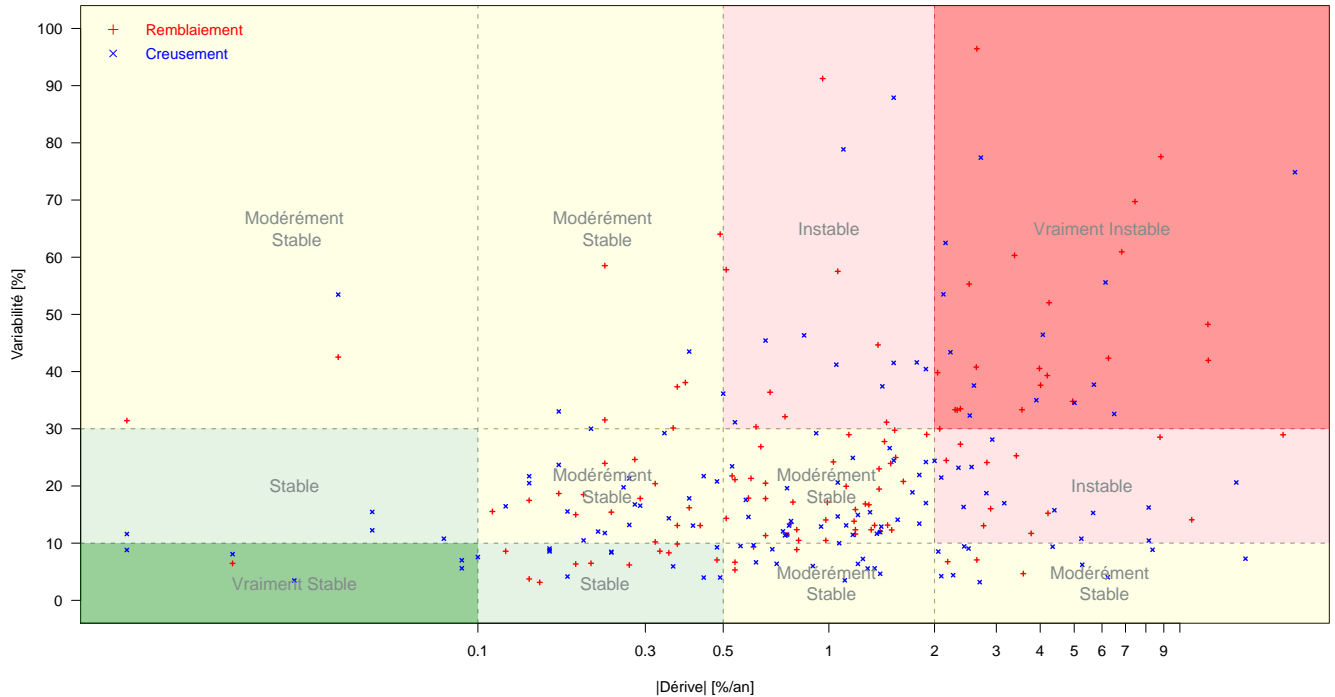


FIGURE 6.7 – Stabilité du contrôle hydraulique des stations hydrométriques définie en fonction de la $|\text{Dérive}|$ et de la Variabilité.

Le contrôle hydraulique d'une station hydrométrique sera alors qualifié de :

Vraiment stable si Variabilité $\in [0, 10]$ et $|\text{Dérive}| \in [0.1, 0.1]$

Stable si Variabilité $\in]10, 30]$ et $|Dérive| \in [0, 0.1]$

Stable si Variabilité $\in [0, 10]$ et $|Dérive| \in]0.1, 0.5]$

Instable si Variabilité $\in]30, +\infty[$ et $|Dérive| \in]0.5, 2]$

Instable si Variabilité $\in]10, 30]$ et $|Dérive| \in]2, +\infty[$

Vraiment instable si Variabilité $\in]30, +\infty[$ et $|Dérive| \in]2, +\infty[$

Les autres cas (cases oranges de la Figure 6.7) caractérisent un contrôle hydraulique **Modérément Stable**.

En calculant le couple ($|Dérive|$, Variabilité) des stations hydrométriques du réseau EDF-DTG, on est en mesure de placer les stations sur la Figure 6.7.

On observe que la plus grande partie des stations hydrométriques du réseau EDF-DTG est qualifiée de Modérément stable à Instable (85%) d'après le protocole de calcul décrit précédemment. Cette observation est peu surprenante puisque ce réseau est situé majoritairement en montagne là où les conditions d'écoulement sont torrentielles.

Cela signifie qu'une variabilité des conditions d'écoulement est observable pour la plus grande partie des stations hydrométriques gérées par les équipes EDF-DTG. Ces conditions d'écoulement changeantes doivent être prises en compte dans le calcul de séries chronologiques de débit des rivières qui constitue le travail des hydromètres.

Cette méthode, sans doute légèrement arbitraire car bâtie sur des dires d'expert, et fortement dépendante de la régularité en fréquence des jaugeages et sur toute la gamme de débit permet néanmoins et de façon pragmatique de mettre en évidence la variabilité et la dérive de la relation hauteur-débit. Elle justifie la nécessité d'un tracé plus dynamique des courbes de tarage sur 85% des stations hydrométriques du réseau EDF-DTG.

Segmentation d'un nuage de jaugeages en populations hydrauliquement homogènes



St. Paul, Middle Loup R., sampling/measuring equipment, J. G. Connor, C. H. Carstens.

Sommaire

7.1 À quoi sert la segmentation ?	86
7.1.1 En général	86
7.1.2 En hydrométrie	87
7.2 Présentation de deux procédures de segmentation	88
7.2.1 Procédure de segmentation de Hubert <i>et al.</i> (1989)	88
7.2.2 Procédure de segmentation de Kehagias et Fortin (2006)	89
7.3 Protocole d'application des procédures de segmentation en hydrométrie	89
7.3.1 Variable d'entrée α	89
7.4 Application pour la station hydrométrique de l'Altier à la Goulette.	91
7.4.1 Résultats de la procédure de segmentation de Hubert <i>et al.</i> (1989)	91
7.4.2 Résultats de la procédure de segmentation de Kehagias et Fortin (2006)	92
7.5 Quelques outils statistiques	94
7.5.1 Test de tendance de Mann-Kendall	94
7.5.2 Le test du coefficient de corrélation (autocorrélation)	96
7.6 Comment objectiver et valider une segmentation ?	98
7.6.1 Confirmation physique et hydraulique	98
7.6.2 Confirmation mathématique	99
7.7 Cas de la station hydrométrique de la Loire à Montjean	103

7.1 À quoi sert la segmentation ?

7.1.1 En général

Une segmentation d'une série temporelle consiste à diviser cette série temporelle en deux ou plusieurs segments (bloc de données contigües) de telle sorte que chaque segment soit homogène, mais que les segments contigus soient hétérogènes. L'homogénéité et l'hétérogénéité sont décrites en termes de statistiques appropriées du segment. D'après [Meylan *et al.* \(2008\)](#) *une série de données est stationnaire si les propriétés de la loi statistique qui régit le phénomène (moyenne, variance ou moments d'ordre supérieur) sont invariantes au cours du temps, et une série de données est réputée non homogène lorsque 1) elle provient de la mesure d'un phénomène dont les caractéristiques évoluent durant la période de mesure, le phénomène est alors dit non stationnaire (par exemple : variations climatiques, variations du régime des débits dues à une déforestation, un reboisement ou à la construction d'un barrage), et lorsque 2) elle reflète deux ou plusieurs phénomènes différents. Le régime d'une rivière à l'aval de la confluence de deux sous bassins dont le comportement hydrologique est très contrasté constitue un bon exemple de ce défaut d'homogénéité.*

Le problème de segmentation de séries temporelles a été largement décrit par la littérature scientifique ([Pettit, 1979](#); [Lombard, 1987](#); [Hubert *et al.*, 1989](#); [Kehagias et Fortin, 2006](#)). Une large gamme de domaines comme l'ingénierie, l'informatique, la biologie ou encore l'économie y font références, nous nous intéresserons plus particulièrement ici à l'hydrologie. Le problème de segmentation est pertinent en hydrologie et en sciences environnementales. Par exemple, de nombreuses études concernant le changement climatique sont basées sur une segmentation des séries de débit, de pluie ou même de température afin de détecter une ou plusieurs modifications

brusques de leurs valeurs moyennes ([Paturel et al., 1996](#); [Vissin et al., 2003](#); [Bodian et al., 2011](#)).

Cette préoccupation ancienne de recherche de changements brusques ou bien graduels dans des séries chronologiques a mené à un nombre conséquent de méthodes disponibles dans la littérature. Cependant, chacune de ces méthodes possède son propre champ d'application et ses propres hypothèses. Seul le contexte de l'étude envisagée permet de choisir la méthode de segmentation la plus appropriée (tendance, rupture simple, rupture multiple, changement en moyenne, changement en variance...). [Renard \(2006\)](#) décrit en détail dans son manuscrit de thèse la littérature des méthodes disponibles pour la détection de rupture après les avoir classées en quatre grande familles : l'approche descriptive, l'approche bayésienne, la procédure de segmentation et d'homogénéisation ainsi que les tests statistiques.

7.1.2 En hydrométrie

Une station hydrométrique et son contrôle hydraulique sont exposés aux phénomènes naturels tels que l'érosion, la sédimentation ou encore le développement d'herbiers à caractère saisonnier. Parfois des crues surviennent et bouleversent le contrôle hydraulique de la station considérée en enlevant, par exemple, quelques gros rochers qui faisaient office de contrôle hydraulique naturel ou encore en démolissant des ouvrages construits par l'homme comme les seuils. D'autres fois encore, ces crues peuvent arracher un bout de l'échelle limnimétrique et/ou les capteurs de mesure de hauteur d'eau.

Ainsi, la relation hauteur-débit de la station hydrométrique considérée change parfois de manière brutale, soit parce que le contrôle hydraulique s'est modifié, soit parce que la station a dû être reconstruite et déplacée. Un nouveau nuage de jaugeages, voisin du nuage initial, apparaît alors sur le graphique $Q = f(h)$, dû à la nouvelle configuration hydraulique déterminée par un changement morphologique du contrôle hydraulique ou à un déplacement de la station. Ainsi, non seulement la courbe de tarage doit être retracée, mais elle doit s'appuyer sur des jaugeages supposés hydrauliquement homogènes et représentatifs des conditions d'écoulement en vigueur, après la modification du contrôle hydraulique.

Une procédure de segmentation va alors permettre d'identifier des échantillons chronologiquement homogènes de jaugeages en détectant des ruptures dans les données correspondant à des événements ayant affecté le contrôle hydraulique de la station hydrométrique étudiée comme par exemples des crues, ou des glissements de terrains.

Une fois détectées, les ruptures peuvent être physiquement justifiées en consultant le dossier de la station qui retrace son historique et dans lequel sont supposés être répertoriés ces types d'événements. Soulignons également que tout ne peut pas être documenté, et qu'une telle segmentation peut apporter des informations supplémentaires en détectant des ruptures pas toujours archivées.

Deux procédures de segmentation seront appliquées dans ce travail, celle de [Hubert et al. \(1989\)](#), et de celle de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#). Ces deux procédures de segmentation possèdent l'avantage d'un algorithme capable de localiser de multiples ruptures dans les séries. Elles consistent à segmenter une série chronologique en plusieurs sous-séries stationnaires. Elles sont donc dédiées à la recherche de ruptures multiples dans les séries d'origine métrologiques par exemple, et c'est la raison pour laquelle nous avons choisi de les appliquer au domaine de l'hydrométrie.

7.2 Présentation de deux procédures de segmentation

7.2.1 Procédure de segmentation de Hubert *et al.* (1989)

Une procédure de segmentation des séries hydrométéorologiques a été développée par Hubert *et al.* (1989). Le principe de cette procédure consiste à "découper" la série en m segments ($m > 1$) de telle sorte que la moyenne calculée sur tout segment soit significativement différente de la moyenne du (ou des) segment(s) voisin(s). Une telle méthode est donc appropriée à la recherche de multiples changements de moyenne.

La segmentation est définie de la façon suivante :

1. Toute série x_i , $i = i_1, i_2$ avec $i_1 \leq i_2$ et $i_2 \leq N$ constitue un segment de la série initiale x_i avec $i = 1, \dots, N$.
2. Toute partition de la série initiale en m segments est une segmentation d'ordre m de cette série.

À partir d'une segmentation particulière d'ordre m pratiquée sur la série initiale, on définit :

- i_k , $k = 1, 2, \dots, m$, le rang dans la série initiale de l'extrémité terminale du k^{eme} segment.
 - $n_k = i_k - i_{k-1}$, la longueur du k^{eme} segment.
 - \bar{x}_k la moyenne du k^{eme} segment, $\bar{x}_k = \frac{1}{n_k} \sum_{i=i_{k-1}+1}^{i_k} x_i$.
 - D_m l'écart quadratique entre la série et la segmentation d'ordre m considérée défini comme
- $$D_m = \sum_{k=1}^m d_k \text{ avec } d_k = \sum_{i=i_{k-1}+1}^{i_k} (x_i - \bar{x}_k)^2.$$
- Cet écart permet d'apprécier la proximité de la série et de la segmentation qui lui est appliquée.

La segmentation retenue au terme de la mise en œuvre de la procédure doit être telle que pour un ordre m de segmentation donné, l'écart quadratique D_m soit minimum. Cette condition est nécessaire mais non suffisante pour la détermination de la segmentation optimale. Il faut lui adjoindre la contrainte suivante selon laquelle les espérances de deux segments contigus doivent être significativement différentes : $\mathbb{E}(\bar{x}_k) \neq \mathbb{E}(\bar{x}_{k+1})$, $\forall k = 1, 2, \dots, m-1$, et où x_k représente la variable représentative du k^{me} segment. Cette contrainte est satisfaite par application du test de Scheffé (Kendall et Stuart, 1963).

Par conséquent si lors du processus de segmentation d'ordre $m+1$, aucune segmentation produite n'est valide au sens du test de Scheffé, la segmentation de la série qui est retenue en tant que meilleure segmentation est la segmentation optimale d'ordre m .

D'après les auteurs (Hubert *et al.*, 1989), cette procédure de segmentation peut être regardée comme un test de stationnarité, "la série étudiée est stationnaire" constituant l'hypothèse nulle de ce test. Si la procédure ne produit pas de segmentation acceptable d'ordre supérieur ou égal à 2, l'hypothèse nulle est acceptée. Cependant ce n'est pas un test formel car aucun niveau de signification n'a été attribué à cette procédure.

7.2.2 Procédure de segmentation de Kehagias et Fortin (2006)

L'objectif principal de Kehagias et Fortin (2006) consistait à développer une procédure de segmentation rapide applicable aux séries chronologiques hydrologiques et environnementales, en lien avec les modèles à changement de moyenne (*shifting means models*, SMM ; e.g Salas et Boes (1980)).

Cette procédure de segmentation repose sur des chaînes de Markov cachées (Hidden Markov Models, HMM). Les HMM ont été appliqués à divers problèmes de segmentation de séries temporelles exposés principalement dans la littérature des sciences computationnelles et des sciences de l'ingénieur. Rabiner (1988) et Bengio (1998) proposent des revues de littérature des HMM. La première application des HMM pour la segmentation de séries temporelles hydrologiques est attribuée à Kehagias (2004). Deux SMM sont considérés dans la procédure de segmentation à savoir Chernoff et Zacks (1964) et Salas et Boes (1980).

La procédure est basée sur un processus stochastique markovien s_1, s_2, \dots , prenant des valeurs dans l'ensemble $S = \{1, 2, \dots, K\}$. À chaque état est associé un paramètre $\mu_k (k = 1, \dots, K)$. La densité conditionnelle de x_t sachant que l'état caché $s_t = k$ est une normale $\mathcal{N}(\mu_k, \sigma_\epsilon^2)$ qui peut s'écrire comme :

$$f_k(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_\epsilon} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_k}{\sigma_\epsilon} \right)^2 \right\},$$

de telle sorte que (s_t, x_t) est une HMM. Afin d'obtenir une description complète du modèle, il reste à spécifier la matrice de changement d'état définie par :

$$P_{jk} = \begin{cases} (1 - \eta) + \eta g_{jk} & \text{si } j = k, \\ \eta g_{jk} & \text{si } j \neq k, \end{cases}$$

La quantité g_{jk} doit être définie. Kehagias et Fortin (2006) proposent quatre modèles pour g_{jk} basés sur une simplification des modèles SMM. Pour plus de détails concernant l'algorithme de segmentation le lecteur se référera à Kehagias et Fortin (2006, section 3).

7.3 Protocole d'application des procédures de segmentation en hydrométrie

7.3.1 Variable d'entrée α

Chaque jaugeage du nuage 0 est comparé à la courbe de tarage moyenne (CM). Pour chaque couple de points (h_i, Q_i) , on calcule l'écart entre h_i et la hauteur h_{CM} définie par le modèle puissance. La Figure 7.1 donne une représentation pour les stations de La Goulette sur l'Altier et de Montjean sur la Loire.

Les procédures de segmentation seront effectuées sur la variable α [m] (équation 7.1). α représente la différence chronologique entre les hauteurs d'eau des jaugeages et les hauteurs d'eau de la courbe moyenne correspondante.

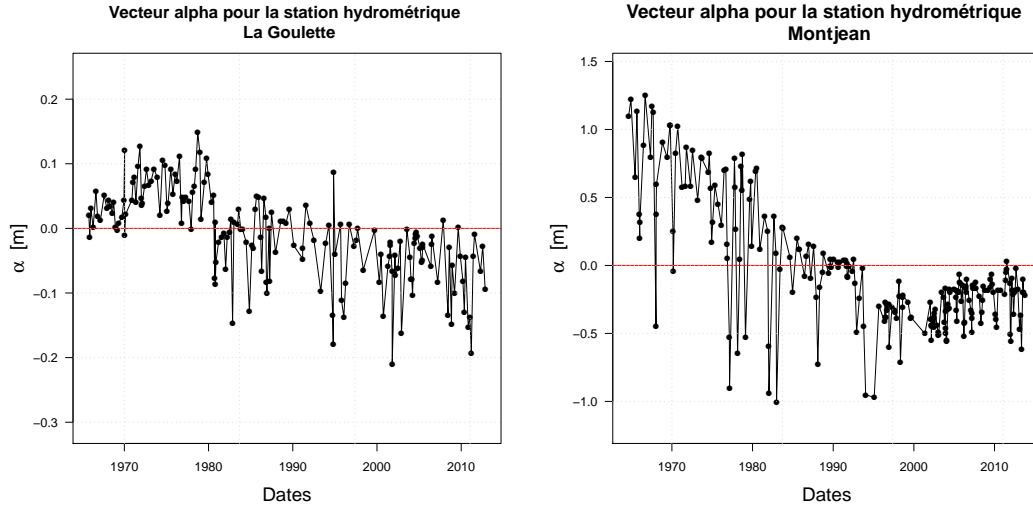


FIGURE 7.1 – Vecteur α calculé pour la station hydrométrique de l’Altier à la Goulette (gauche) et de la Loire à Montjean (droite).

$$\alpha = h_i - h_{CM}(Q_i) \quad \text{for } i = 1, \dots, N, \quad (7.1)$$

où N note le nombre de jaugeages du nuage 0, h_i correspond à la hauteur d’eau du jaugeage i , et $h_{CM}(Q_i)$ est la hauteur d’eau de la courbe moyenne CM correspondant à Q_i , avec Q_i le débit du jaugeage i .

Cette variable α est la plus représentative des changements morphologiques du contrôle hydraulique des stations hydrométriques. α [m] permet d’approcher une réalité physique du lit des rivières : l’incision ou l’exhaussement (Figure 7.2). Cette variable permet de caractériser un creusement ou un remblaiement continu du contrôle hydraulique dû à des processus naturels tels que l’érosion ou la sédimentation. Une tendance croissante de ce vecteur sera synonyme d’un remblaiement du contrôle hydraulique, et inversement une tendance décroissante sera synonyme d’un creusement (Figure 7.2).

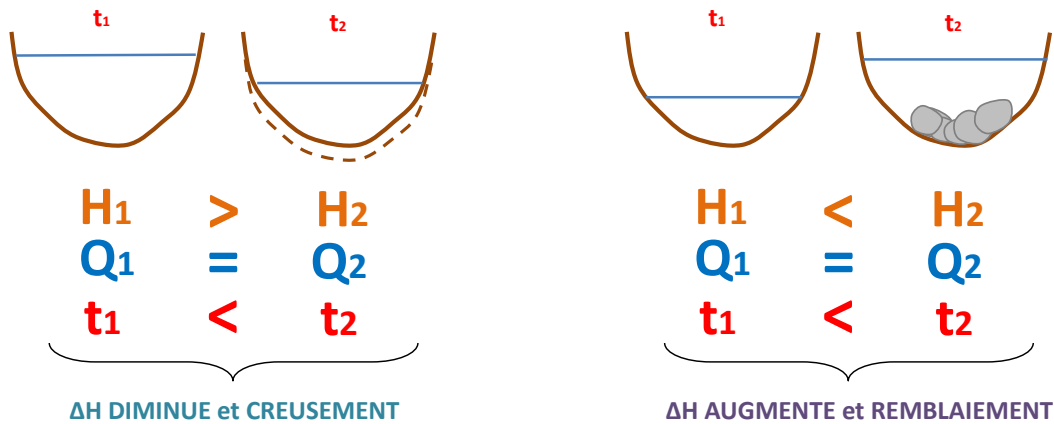


FIGURE 7.2 – Pour un même débit Q passant, il y a forcément eu creusement si la hauteur d’eau h a diminué (gauche), et remblaiement si la hauteur d’eau h a augmenté (droite) avec le temps.



FIGURE 7.3 – Illustrations des stations hydrométriques de l'Altier à la Goulette (gauche) et de la Loire à Montjean (droite). Source EDF-DTG et DREAL Pays de Loire.

Il est important de noter ici que plusieurs autres variables ont été testées en tant que données d'entrée pour la procédure de segmentation comme la différence relative en hauteur ou en débit [%], ou encore la différence en débit [m^3/s]. La variable α définie à l'équation 7.1 conduit aux meilleurs résultats (les plus en adéquation avec la réalité physique des rivières) de façon logique puisque cette variable représente le mieux le changement morphologique du lit des rivières.

Sans rentrer dans les détails que nous creuserons plus loin dans ce chapitre, notons tout de même que le vecteur α calculé à la Goulette (Figure 7.1 (gauche)) présente une tendance négative sur une quarantaine d'années correspondant à un creusement progressif du contrôle hydraulique. Le but de la procédure de segmentation sera alors de "casser" cette tendance, en sous-divisant le vecteur α en plusieurs sous-vecteurs ne présentant plus de tendances significatives. Le vecteur α calculé pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean (Figure 7.1 (droite)) présente également une tendance négative sur une petite trentaine d'années (de 1965 aux années 1990), et une stabilisation (tendance nulle) à partir des années 1990.

7.4 Application pour la station hydrométrique de l'Altier à la Goulette.

7.4.1 Résultats de la procédure de segmentation de [Hubert et al. \(1989\)](#)

En appliquant la procédure de segmentation de [Hubert et al. \(1989\)](#) et pour la station hydrométrique de La Goulette (Figure 7.4), deux ruptures ont été détectées : la première entre le 6 août 1980 et le 24 septembre 1980, et la seconde entre le 20 avril 1994 et le 29 septembre 1994.

Notons ici que la procédure de segmentation de [Hubert et al. \(1989\)](#) nécessite l'ajustement du paramètre $nmin$ qui représente le nombre de jaugeages minimums devant appartenir aux échantillons homogènes. L'opérateur peut donc choisir ce paramètre jusqu'à détecter la segmentation qui lui convient le mieux, à savoir celle la plus en adéquation avec l'historique de la rivière concernée.

Soulignons également qu'une valeur de $nmin = 30$ par défaut permet d'obtenir une première segmentation correcte d'un point de vue physique avec des temps de calculs acceptables. Les temps de calculs diminuant logiquement lorsque $nmin$ augmente.

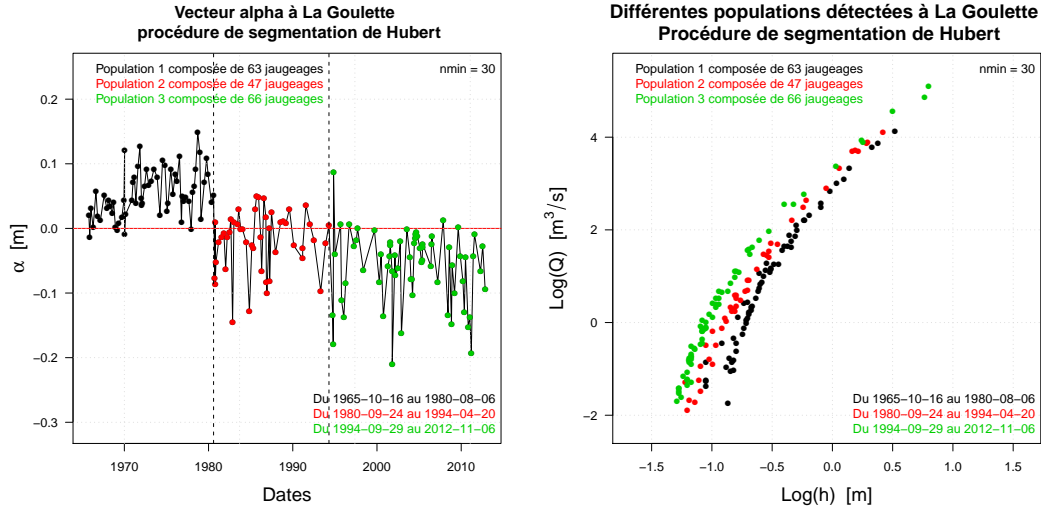


FIGURE 7.4 – Procédure de segmentation de [Hubert et al. \(1989\)](#) pour la station hydrométrique de La Goulette.

Dans le cas de l'Altier à la Goulette, la procédure de segmentation reste identique quelle que soit la valeur de $nmin$, tant que celle-ci ne dépasse pas le nombre de l'échantillon le plus pauvre en jaugeages évidemment. Cette observation n'est pas toujours vraie en fonction des stations hydrométriques étudiées. L'opérateur peut alors choisir le paramètre $nmin$ jusqu'à obtenir une segmentation satisfaisante, à savoir en adéquation avec la réalité physique de la rivière étudiée.

7.4.2 Résultats de la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#)

En ce qui concerne la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#), plusieurs paramètres peuvent être ajustés dans cette dernière : un nombre initial de segments $K^{(0)}$ avec $K^{(0)} \in [5, 15]$ et une estimation de l'écart-type λ avec $\lambda \in [0.35, 0.55]$. Ces paramètres sont ajustables pour chacun des quatre modèles définis par [Kehagias et Fortin \(2006\)](#).

Une analyse de sensibilité a été effectuée dans ce chapitre en testant ces quatre modèles avec différents paramètres (Figure 7.5, Figure 7.6, Figure 7.7 et Figure 7.8). Sur ces figures, on peut voir les résultats des segmentations trouvées pour les différents modèles (1,2,3 et 4) mais aussi pour chacun des paramètres $K^{(0)}$ et λ parcourant leurs intervalles respectifs. Ainsi pour chacun des modèles chaque $K^{(0)}$ est testé en composition avec chacun des λ (lignes horizontales colorées). Différentes segmentations sont alors trouvées, c'est alors à l'opérateur de sélectionner celle qui lui semble la plus représentative de l'historique de la station hydrométrique étudiée.

En ce qui concerne l'Altier à la Goulette, nous retiendrons le modèle 2 (Figure 7.9), avec $K^{(0)} = 10$ et $\lambda = 0.4$ dans la suite de cette étude. Cette configuration a détecté trois ruptures. La première entre le 15 décembre 1969 et le 12 janvier 1970, la deuxième entre le 6 août 1980 et le 24 septembre 1980, et la troisième entre le 20 avril 1994 et le 29 septembre 1994.

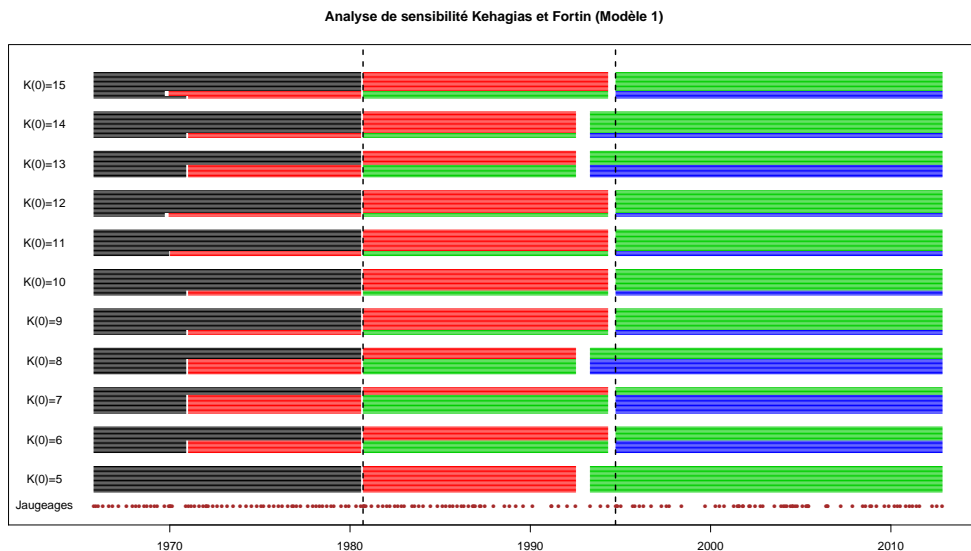


FIGURE 7.5 – Analyse de sensibilité des paramètres du modèle 1 de la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) effectuée pour la station hydrométrique de La Goulette. Sur chaque colonne horizontale correspondante à un $K^{(0)}$, les λ varient de $[0.35, 0.55]$ et de haut en bas (petites lignes horizontales superposées). Les lignes verticales pointillées représentent deux crues responsables de dégradation du seuil.

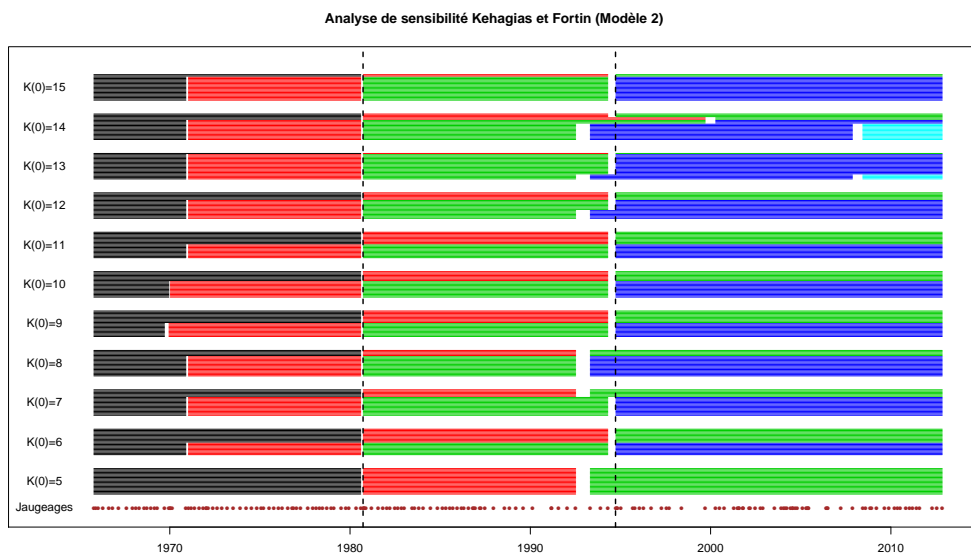


FIGURE 7.6 – Analyse de sensibilité des paramètres du modèle 2 de la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) effectuée pour la station hydrométrique de La Goulette. Sur chaque colonne horizontale correspondante à un $K^{(0)}$, les λ varient de $[0.35, 0.55]$ et de haut en bas (petites lignes horizontales superposées). Les lignes verticales pointillées représentent deux crues responsables de dégradation du seuil.

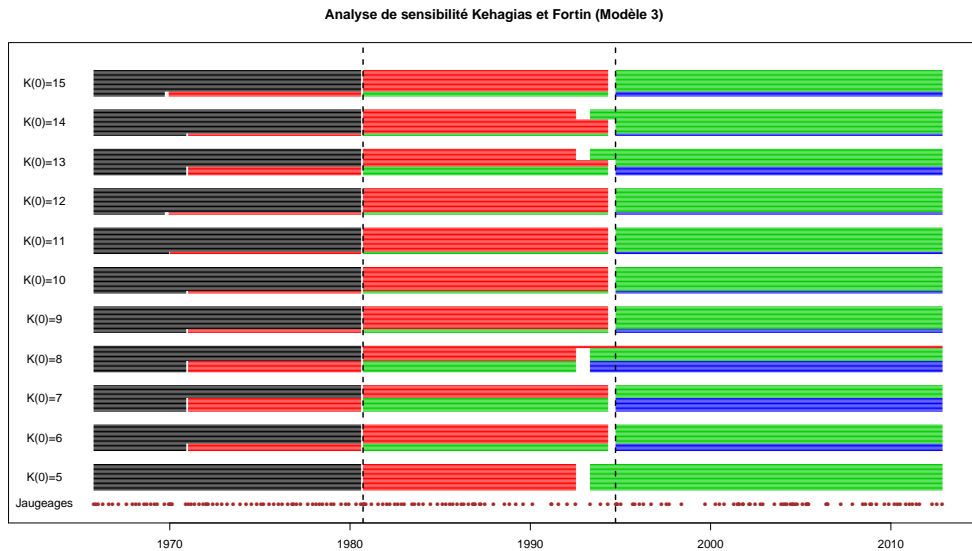


FIGURE 7.7 – Analyse de sensibilité des paramètres du modèle 3 de la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) effectuée pour la station hydrométrique de La Goulette. Sur chaque colonne horizontale correspondante à un $K^{(0)}$, les λ varient de $[0.35, 0.55]$ et de haut en bas (petites lignes horizontales superposées). Les lignes verticales pointillées représentent deux crues responsables de dégradation du seuil.

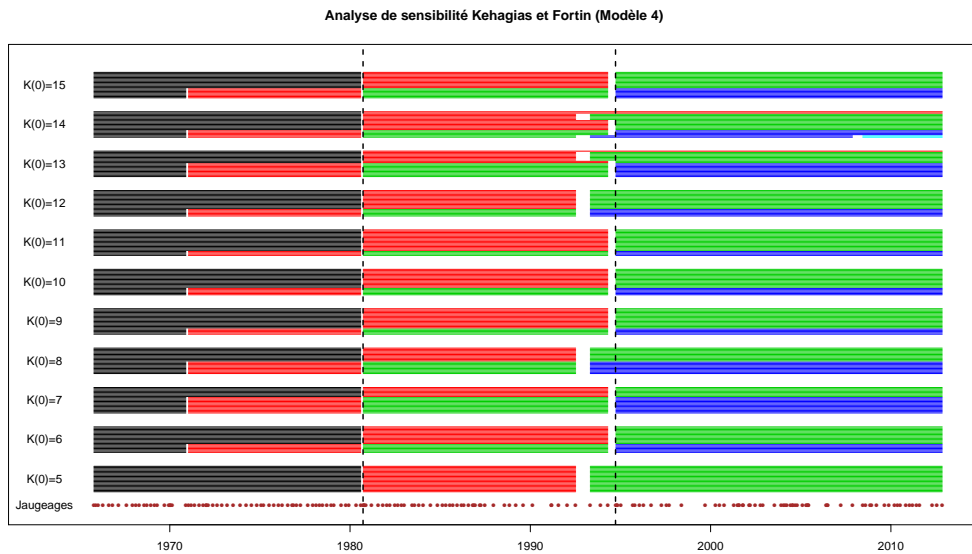


FIGURE 7.8 – Analyse de sensibilité des paramètres du modèle 4 de la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) effectuée pour la station hydrométrique de La Goulette. Sur chaque colonne horizontale correspondante à un $K^{(0)}$, les λ varient de $[0.35, 0.55]$ et de haut en bas (petites lignes horizontales superposées). Les lignes verticales pointillées représentent deux crues responsables de dégradation du seuil.

7.5 Quelques outils statistiques

7.5.1 Test de tendance de Mann-Kendall

Ce test non paramétrique permet de caractériser une tendance. Il est basé sur la corrélation entre les rangs d'une série chronologique et leur ordre.

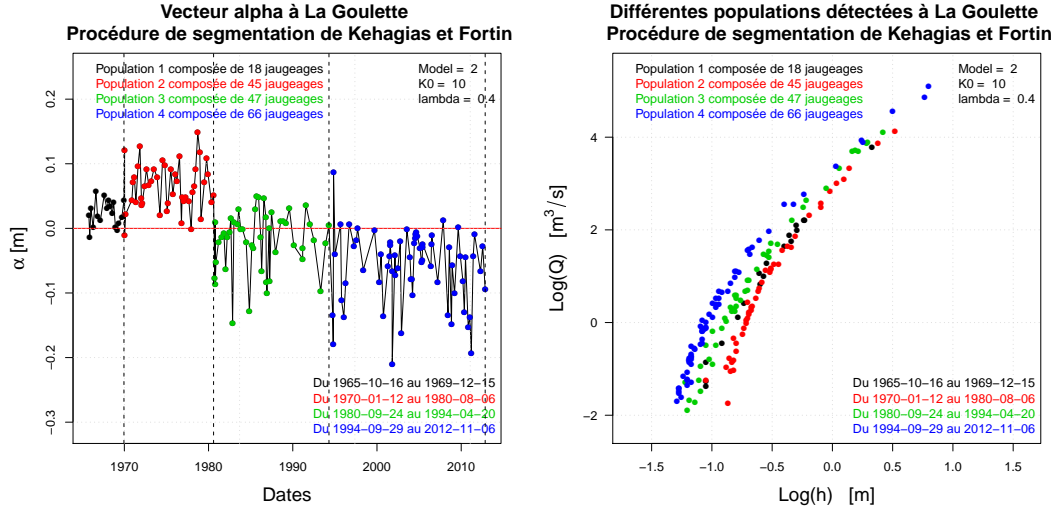


FIGURE 7.9 – Procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) pour la station hydro-métrique de La Goulette.

Soit (X_1, \dots, X_n) un échantillon de n valeurs indépendantes issues d'une variable aléatoire X . La statistique de Mann-Kendall est définie comme suit :

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \text{signe}(X_j - X_i) \quad (7.2)$$

Pour chaque paire de valeurs X_i et X_j , la statistique est calculée en regardant le nombre de cas où la seconde valeur est supérieure à la première ($X_i > X_j$), et le nombre de cas où la seconde valeur est inférieure à la première ($X_i < X_j$).

L'hypothèse nulle H_0 de ce test est qu'il n'y a pas de tendance. Les trois hypothèses alternatives de tendance négative, non nulle ou positive peuvent être choisies. Sous l'hypothèse H_0 , S devrait être proche de zéro. Si les valeurs de la série ont tendance à croître S devrait prendre des valeurs positives, et si elles ont tendance à décroître des valeurs négatives.

Sous H_0 , [Mann \(1945\)](#) et [Kendall \(1975\)](#) ont démontré que :

$$\begin{cases} \mathbb{E}(S) = 0 \\ \text{Var}(S) = n(n-1)(2n+5)/18 \end{cases}$$

Et que dès que l'échantillon contient plus de 10 observations, la statistique de test Z peut être approchée par une loi normale centrée-réduite :

$$Z = \begin{cases} \frac{S+1}{\sqrt{\text{Var}(S)}} & \text{si } S > 0 \\ 0 & \text{si } S = 0 \\ \frac{S-1}{\sqrt{\text{Var}(S)}} & \text{si } S < 0 \end{cases}$$

Ce test est donc bien non paramétrique puisqu'aucune hypothèse n'a été émise sur la distribution des données. Il est également nécessaire de noter qu'une correction doit être apportée à la variance de S en cas d'ex-æquo dans la série. Cette correction doit s'effectuer de la manière suivante :

$$\mathbb{V}\text{ar}(S) = \frac{n(n-1)(2n+5) - \sum_{k=1}^n l_k k(k-1)(2k+5)}{18},$$

où l_k désigne le nombre d'*ex-æquo* impliquant k valeurs. Soulignons néanmoins que ce test reste peu utilisable dans le cas d'une variable à valeurs entières présentant un trop grand nombre d'*ex-aequos*.

7.5.2 Le test du coefficient de corrélation (autocorrélation)

Interprétation du coefficient de corrélation

Le coefficient de corrélation entre deux variables quantitatives X et Y est égal au rapport de la covariance de X et Y divisé par le produit de leurs écart-types. Le coefficient de corrélation d'une population est noté ρ et s'exprime :

$$\rho = \frac{\mathbb{C}\text{ov}(X, Y)}{\sqrt{\mathbb{V}\text{ar}(X)\mathbb{V}\text{ar}(Y)}} \quad -1 \leq \rho \leq 1$$

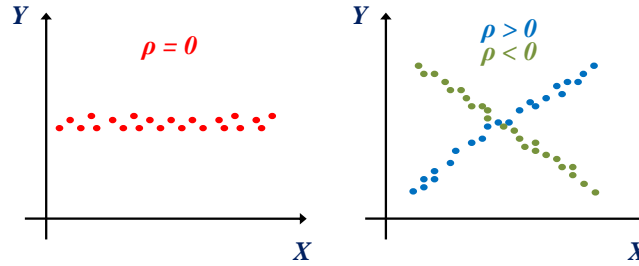


FIGURE 7.10 – X et Y non corrélées, $\rho = 0$ (gauche) - X et Y corrélées, $\rho > 0$ ou $\rho < 0$ (droite).

On peut alors interpréter la valeur du coefficient de corrélation de la manière suivante :

Si X et Y ne sont pas corrélées, $\rho = 0$:

- Y fluctue autour d'une constante quelle que soit la valeur de X .
- le nuage de points est horizontal.
- $\mathbb{C}\text{ov}(X, Y) = 0$.

Si X et Y sont corrélées, $\rho > 0$ ou $\rho < 0$:

- liaison linéaire croissante ou décroissante entre X et Y .
- $\mathbb{C}\text{ov}(X, Y) > 0$ ou $\mathbb{C}\text{ov}(X, Y) < 0$.

Estimation du coefficient de corrélation

Le coefficient de corrélation estimé sur un échantillon issu d'une population est noté r . Il s'interprète comme le coefficient de corrélation ρ mesuré sur la population. On le calcule à partir des estimations de la covariance et des variances de X et de Y sur l'échantillon :

$$\mathbb{C}\text{ov}(X, Y) = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{n-1}$$

$$\sigma_X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}$$

$$\sigma_Y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}{n-1}$$

Le coefficient de corrélation s'exprime alors :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}} \quad (7.3)$$

Test du coefficient de corrélation

Après le calcul du coefficient de corrélation r estimé sur un échantillon, il faut déterminer si le coefficient de corrélation ρ est significativement différent de 0.

$H_0 : \rho = 0$, absence de liaison linéaire entre X et Y .

$H_1 : \rho \neq 0$, absence de liaison linéaire entre X et Y .

Sous l'hypothèse nulle H_0 , le rapport de l'estimateur du coefficient de corrélation r sur son écart-type σ_r suit une loi de Student à $(n-2)$ degrés de liberté. n est l'effectif de l'échantillon.

$$\frac{r}{\sigma_r} \rightarrow t_{(n-2)dfl} \quad (7.4)$$

L'estimateur de l'écart-type du coefficient de corrélation est :

$$\sigma_r = \sqrt{\frac{1-r^2}{n-2}} \quad (7.5)$$

Le test du coefficient de corrélation consiste à calculer la grandeur t_0 et à la comparer à la valeur seuil t_α sur la table de la loi de Student à $(n-2)$ degrés de liberté.

$$t_0 = \frac{r}{\sigma_r} = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} \quad (7.6)$$

Signification du test du coefficient de corrélation

Imaginons les termes d'un vecteur formant une droite parfaite, de longueur L . Le test du coefficient de corrélation décrit ci-dessus appliqué sur ce vecteur donnerait toujours un ordre d'autocorrélation maximal (d'ordre $L-3$), puisque la droite étant parfaite, la fonction d'autocorrélation des termes de ce vecteur serait toujours significative (et égale à ± 1). Cet exemple traduit bien l'idée hydrométrique pour laquelle ce test a été mis en œuvre : à partir du moment où des points de mesure appartiennent à une tendance commune (érosion ou sédimentation continue), l'ordre d'autocorrélation est élevée. L'idée consiste alors à rompre cette autocorrélation en divisant le vecteur d'entrée en plusieurs sous vecteurs d'ordre d'autocorrélation le plus faible possible (à savoir 1). De cette manière on casserait la tendance de creusement ou de remblaiement, et on diviserait ainsi le vecteur d'entrée en plusieurs populations homogènes.

7.6 Comment objectiver et valider une segmentation ?

7.6.1 Confirmation physique et hydraulique

Pour confirmer la cohérence des résultats d'une procédure de segmentation, l'historique même de la station hydrométrique considérée peut s'avérer précieux. En effet, les événements majeurs comme les crues ou encore les glissements de terrain susceptibles d'être la cause des détarages observés, mais aussi les déplacements d'échelles et de stations sont répertoriés dans le dossier de la station.

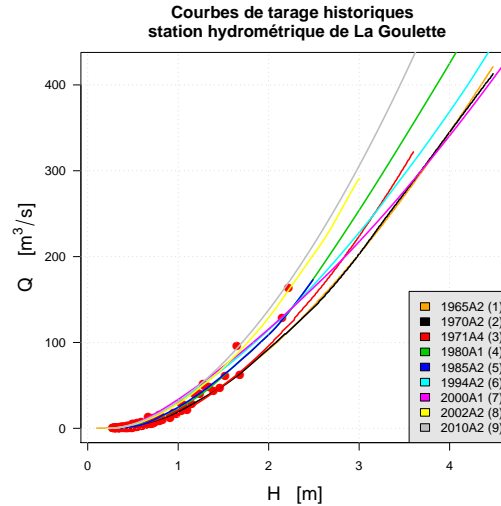


FIGURE 7.11 – Courbes de tarage historiques tracées pour la station hydrométrique de La Goulette.

Aussi, les courbes de tarage historiques (Figure 7.11 et tableau 7.1) peuvent s'avérer être un précieux témoin de détarage. En effet, le gestionnaire de la station les retrace après avoir critiqué et validé ses données. Les dates de début de validité des courbes de tarage historiques sont donc d'excellents indicateurs de détarages susceptibles d'avoir été détectés sur la station.

Num	Nom	Du	Au
1	1965A2	16-10-1965	10-10-1970
2	1970A2	11-10-1970	31-01-1971
3	1971A4	01-02-1971	20-09-1980
4	1980A1	21-09-1980	16-07-1985
5	1985A2	17-07-1985	23-09-1994
6	1994A2	24-09-1994	31-12-1999
7	2000A1	01-01-2000	24-11-2002
8	2002A2	25-11-2002	23-12-2010
9	2010A2	24-12-2010	Aujourd'hui

TABLE 7.1 – Durée de vie des courbes de tarage historiques pour la station hydrométrique de La Goulette.

En ce qui concerne la station hydrométrique de l'Altier à la Goulette, deux événements présents dans le dossier de la station attirent l'attention. Il s'agit de deux crues :

- La crue du 21 septembre 1980, de période de retour estimée à 40 ans.
- La crue du 23 septembre 1994, de période de retour 4 ans.

Ces deux crues ont été responsables de détarages de la station hydrométrique de la Goulette. Il est souligné dans le dossier de la station que la crue du 21 septembre 1980 a arraché la partie haute gauche du seuil, et que la crue du 23 septembre 1994 a continué de le dégrader.

On remarque alors que ces deux événements majeurs ont été détectés par la procédure de segmentation de [Hubert *et al.* \(1989\)](#), mais également par la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) (Figure 7.12 (haut)). Cela confirme l'application en hydrométrie de ces deux procédures de segmentation afin de détecter des détarages et des modifications brusques des contrôles hydrauliques des stations hydrométriques.

Le vecteur $\Delta Q_{\%}$ comme défini à l'équation 6.1 peut également être considéré comme un indicateur de stabilité du contrôle hydraulique des stations hydrométriques. Une variation brusque de ce vecteur est souvent synonyme d'un détarage observé sur la station ; voilà pourquoi les courbes de tarages historiques sont souvent repensées après une évolution négative ou positive de ce vecteur. La Figure 7.12 compose ce vecteur avec les dates de début de validité des courbes de tarage historiques. En analysant les raisons de leur tracé, quelques faits historiques peuvent être soulignés :

- Les courbes de tarage 4 (1980A1) et 6 (1994A2) ont été tracées après les deux crues précédemment mentionnées. Cela justifie que ces deux crues ont provoqué des détarages de la station et également que les deux procédures de segmentation ont été capable de détecter ces derniers.
- Les courbes de tarage 2 (1970A2) et 3 (1971A4) ont été tracées pour préciser la courbe de tarage 1 (1965A2) à haut débit, qui elle fut la première courbe de tarage tracée après un nombre suffisant de jaugeages effectués sur la station.
- La courbe de tarage 5 (1985A2) justifie une petite modification de la relation hauteur-débit représentée par la courbe de tarage 4 (1980A1) suite à plusieurs jaugeages confirmant un changement de cette dernière.
- Enfin, les courbes de tarage 7 (2000A1), 8 (2002A2) et 9 (2010A2) sont venues modifier les unes après les autres la courbe de tarage 6 (1994A2) à haut débit ; des jaugeages hauts débits ayant été effectué confirmant que ces courbes devaient être modifiées.

Ainsi, mis à part les deux crues responsables de détarage brutaux de la station, toutes les autres courbes ne furent que des précisions des relations hauteur-débit existantes suite à des jaugeages reflétant leurs modifications. A ce stade de l'étude, les deux procédures de segmentation ont été capables de détecter les deux détarages brutaux. La première rupture (entre le 15 décembre 1969 et le 12 janvier 1970) trouvée par la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) n'est quant à elle pas documentée.

7.6.2 Confirmation mathématique

Le test de Mann-Kendall ([Mann, 1945](#); [Kendall, 1975](#)) est approprié afin de détecter des tendances positives ou négatives et de préciser si ces dernières sont significatives. Aussi, le test du coefficient de corrélation décrit précédemment permet de déterminer si oui ou non un échantillon de jaugeages appartient à un même cycle naturel.

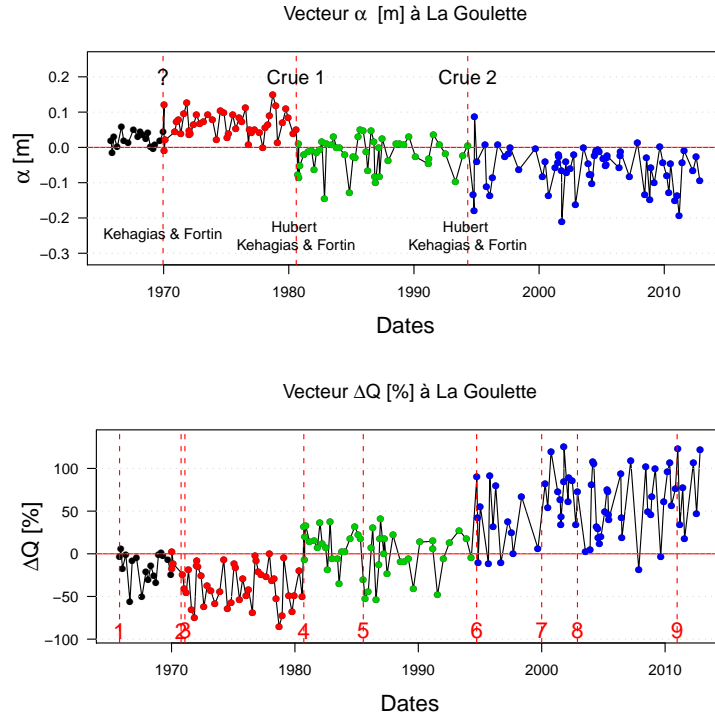


FIGURE 7.12 – Résultat des procédures de segmentation *versus* vecteur γ et stabilité de la relation hauteur-débit.

Des jaugeages ne sont pas hydrauliquement homogènes s'ils appartiennent à une même phase d'érosion ou de sédimentation, à savoir un creusement ou un remblaiement continu du contrôle hydraulique de la station hydrométrique considérée.

Ainsi en reprenant le test du coefficient de corrélation décrit précédemment, si $X_i = \{\alpha_j\}_{j=i+1, \dots, L}$ et $Y_i = \{\alpha_j\}_{j=1, \dots, L-i}$ où L est la longueur du vecteur α , l'idée consiste à calculer $\beta_i = r(X_i, Y_i)$ pour $i = 1, \dots, N_{max}$, où N_{max} est l'ordre de corrélation maximal, à savoir $L - 3$ puisque l'on considère une loi de Student à $n - 2$ degrés de liberté dans nos calculs.

Par exemple, la Figure 7.13 montre, pour la station de la Goulette, une tendance globale négative d'ordre de corrélation 46 qui correspond à une dégradation progressive du seuil de contrôle sur une quarantaine d'années (non brutale, mais due à une érosion progressive de la partie basse). Dans ce cas, une nouvelle courbe de tarage devrait être repensée à chaque nouveau jaugeage puisque ce dernier témoignerait d'une situation hydraulique différente, à savoir une situation encore plus éloignée de la précédente et suivant la logique de la tendance observée. L'ordre de corrélation élevé de 46 signifie que ces jaugeages sont liés à cette dégradation continue du contrôle hydraulique.

Ainsi, l'idée consiste à réduire l'ordre d'autocorrélation au plus proche de 1 tout en rendant la tendance existante non significative. Le but est donc de rompre l'autocorrélation des points du vecteur α en divisant ce vecteur qui présente une tendance significative en plusieurs sous-populations nommées ϵ_j ne présentant pas de tendance significative, et un ordre de corrélation le plus proche possible de 1. De cette façon, les populations trouvées seraient hydrauliquement homogènes puisque cela signifierait que tous les jaugeages d'une population auraient été effectués dans des conditions hydrauliques similaires et stables, sans appartenir à un cycle de creusement ou de remblaiement commun responsable d'une tendance.

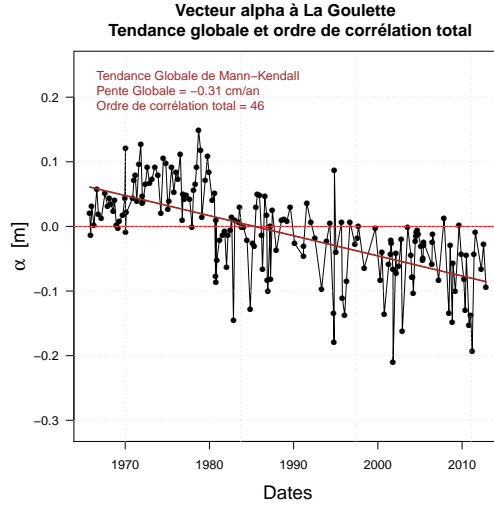


FIGURE 7.13 – Échantillon r issu d'une population ρ .

Le test du coefficient de corrélation est alors effectué sur chacun des vecteurs ϵ_j [m] définis précédemment et trouvés après la procédure de segmentation. ϵ_j représente la différence chronologique [m] entre la hauteur d'eau de chaque jaugeage i appartenant à la population j et la hauteur d'eau de la courbe moyenne CM correspondant au jaugeage i .

$$\epsilon_j = h_{i,j} - h_{CM}(Q_{i,j}) \quad \text{for} \begin{cases} i = 1, \dots, N_j \\ j = 1, \dots, \Sigma \end{cases}, \quad (7.7)$$

où N_j désigne le nombre de jaugeages de la population j , Σ note le nombre total de populations homogènes détectées par la procédure de segmentation, $h_{i,j}$ est la hauteur d'eau du jaugeage (i, j) , et $h_{CM}(Q_{i,j})$ est la hauteur d'eau de la courbe moyenne CM correspondant à $Q_{i,j}$, où $Q_{i,j}$ est le débit du jaugeage (i, j) .

Ainsi, le test du coefficient de corrélation est calculé pour $X_i = \{\epsilon_{j,k}\}_{k=i+1, \dots, L}$ et $Y_i = \{\epsilon_{j,k}\}_{k=1, \dots, L-i}$ où L est la longueur du vecteur ϵ_j . Le principe consiste à calculer $\beta_i = r(X_i, Y_i)$ pour $i = 1, \dots, N_{max}$, où N_{max} est l'ordre de corrélation maximal, à savoir ici $L - 3$. Les résultats sont exprimés sur la Figure 7.14 et dans les Tableaux 7.2 et 7.3.

Comme le montre la Figure 7.14 (gauche), la procédure de segmentation de Hubert *et al.* (1989) a découpé le vecteur α en trois parties. Le test de Mann-Kendall indique que la tendance significative a été supprimée dans les deux dernières populations, mais est restée sur la première (Tableau 7.2). Ce tableau montre également que l'ordre d'autocorrélation a été réduit à 1 pour les deux dernières populations et à 2 pour la première.

En ce qui concerne la procédure de segmentation de Kehagias et Fortin (2006) retenue, quatre sous-populations ont été trouvées (Figure 7.14 (droite)). La tendance de Mann-Kendall est non significative pour chacune d'entre elles et l'ordre d'autocorrélation a toujours été réduit à 1 (tableau 7.3).

Ainsi les deux résultats sont satisfaisants. Bien qu'une tendance soit encore présente pour la première population détectée par la procédure de segmentation de Hubert *et al.* (1989), il ne serait pas choquant qu'un opérateur choisisse de la privilégier à celle de Kehagias et Fortin

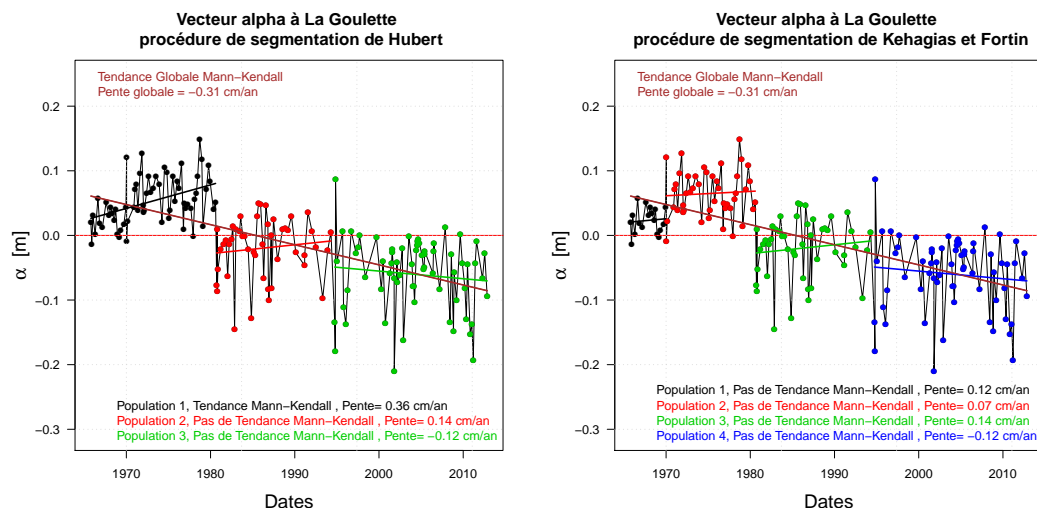


FIGURE 7.14 – Procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) pour la station hydrométrique de La Goulette.

(2006), même si cette dernière donne une segmentation hydrauliquement plus homogène, afin d'avoir plus de jaugeages pour soutenir le tracé dynamique des courbes de tarage de la population concernée. De plus, l'historique de la station n'a pas servi à expliquer physiquement la première rupture trouvée par la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#). Un opérateur pourrait donc et de façon tout à fait justifiée choisir un résultat un peu moins bon mais physiquement approuvé, qu'un résultat cohérent d'un point de vue mathématique. Aussi et bien évidemment, un réflexe important à avoir dans ce genre de situation est la consultation du limnigramme de la station considérée pour mettre en évidence une crue éventuelle.

Population	Tendance de Mann-Kendall	Ordre d'autocorrélation
Total	Oui	46
Population 1	Non	2
Population 2	Non	1
Population 3	Non	1

TABLE 7.2 – Résultat de la procédure de segmentation de [Hubert *et al.* \(1989\)](#) effectuée pour la station hydrométrique de l'Altier à la Goulette.

Population	Tendance de Mann-Kendall	Ordre d'autocorrélation
Total	Oui	46
Population 1	Non	1
Population 2	Non	1
Population 3	Non	1
Population 4	Non	1

TABLE 7.3 – Résultat de la procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) effectuée pour la station hydrométrique de l'Altier à la Goulette.

On précise ici que les résultats obtenus à partir de ces deux procédures de segmentation,

appliquées en hydrométrie ont fait l'objet d'une présentation orale et d'un article (*proceedings*) publié dans les annales de la conférence RiverFlow 2014 à Lausanne ([Morlot et al., 2014a](#)) et consultable à l'Annexe F.

7.7 Cas de la station hydrométrique de la Loire à Montjean

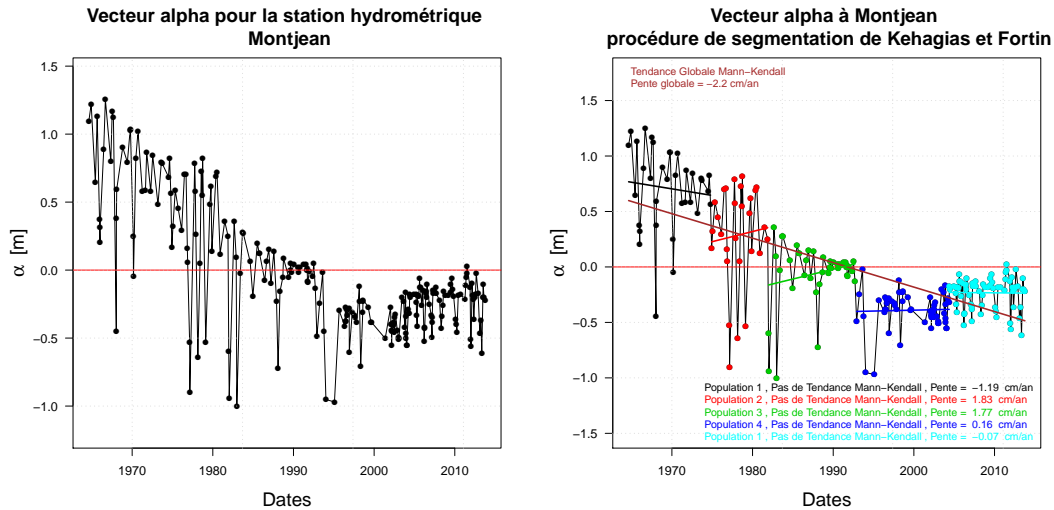


FIGURE 7.15 – Procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) pour la station hydrométrique de La Loire à Montjean : résultats illustrés sur le vecteur α .

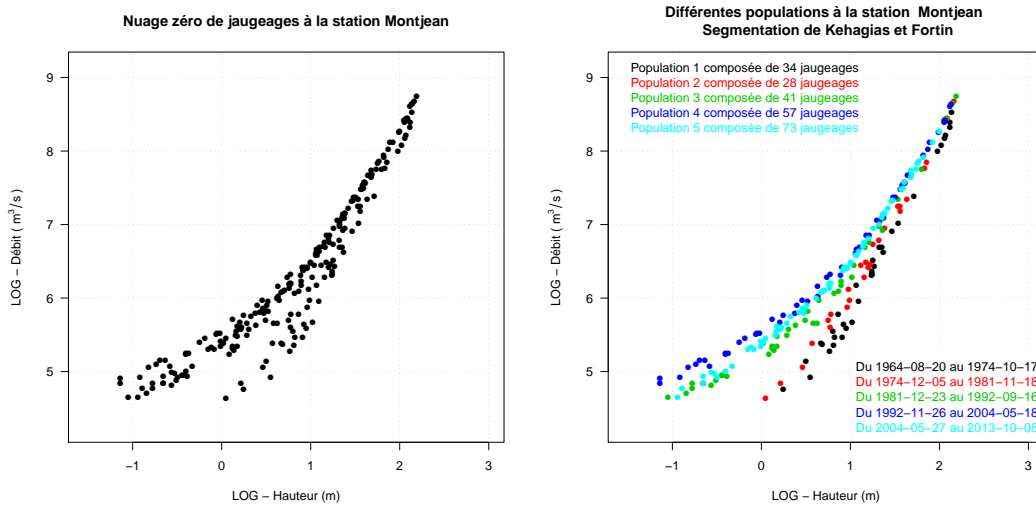


FIGURE 7.16 – Procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) pour la station hydrométrique de La Loire à Montjean : résultats illustrés sur le graphique $Q = f(h)$.

La procédure de segmentation de [Kehagias et Fortin \(2006\)](#) (modèle 2; $K^{(0)} = 11$; $\lambda = 0.40$) a été retenue dans le cas de la Loire à Montjean (Figures 7.15 et 7.16), divisant le nuage 0 de cette station en cinq populations homogènes de jaugeages s'étalant de 1964 à 2013.

Pour plus d'explications sur les mouvements du lit de la Loire à Montjean, le lecteur peut se référer à l'article de [Poligot-Pitsch et al. \(2013\)](#). Dans cette étude, l'évolution des courbes

de tarage de la station de la Loire à Montjean a été prise comme indicateur de l'évolution du lit de la Loire. Les constats observés sont en adéquation avec la segmentation trouvée (Figures 7.15 et 7.16).

Deux phénomènes se conjuguent dans le cas de la Loire à Montjean. Une extraction de graviers bouchant les bras latéraux a engendré une augmentation des vitesses d'écoulement lors des crues amplifiant le processus d'érosion. Cela a provoqué un creusement du lit de la rivière que l'on retrouve sur la Figure 7.15 illustré par une pente négative du vecteur α de la fin des années 1960 au début des années 1990. Ce n'est qu'au début des années 1990 que ces activités ont été stoppées afin d'éviter les effets de remontée des marées. Le lit de la Loire s'est donc stabilisé et s'est même légèrement rehaussé, comme indiqué par une stabilisation et une pente légèrement positive du vecteur α sur la Figure 7.15 à partir des années 1990.

Tracé des courbes de tarage zéros (CT0s)



Le Verdon au pont de Quinson (Basses Alpes et Var). Illustration des Grandes Forces Hydrauliques.

Sommaire

8.1 Qu'est-ce qu'une courbe de tarage 0 ?	106
8.2 Variabilité autour des courbes de tarage zéros	107

8.1 Qu'est-ce qu'une courbe de tarage 0 ?

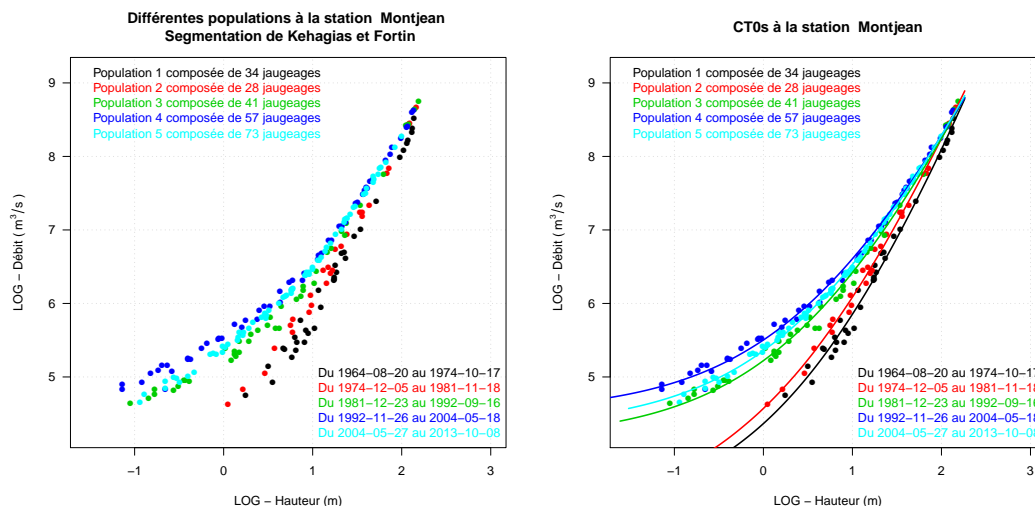


FIGURE 8.1 – Courbes de tarage 0 calculées pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

Après avoir divisé un nuage de jaugeages en populations hydrauliquement homogènes (procédure de segmentation détaillée au chapitre 7), des lois puissance mono-segment (équation 1.1) ou multi-segments (équation 1.2) sont ajustées dans chacune d'entre elles en respectant l'hypothèse de convergence : les courbes de tarage 0.

Les courbes de tarage zéros représentent une référence fixe dans chacune des populations homogènes détectées par la procédure de segmentation, au même titre que la courbe de tarage moyenne CM le fait pour l'ensemble du nuage 0 d'une station hydrométrique. On précise ici que la courbe moyenne CM n'est pas vraiment une courbe de tarage au sens hydraulique du terme, alors que les courbes de tarage 0 elles, le sont, car la procédure de segmentation à détecter des populations de jaugeages hydrauliquement homogènes.

La courbe de tarage zéro d'une population j de jaugeages est définie comme la courbe de tarage qui passe au mieux par l'ensemble des jaugeages appartenant à la population j en question. Les courbes de tarages zéros sont ajustées avec la méthode des moindres carrés. Une représentation est donnée sur la Figure 8.1 pour le cas de la station hydrométrique de la Loire à Montjean : cinq courbes de tarage zéros sont donc tracées dans chacune des cinq populations homogènes de jaugeages.

La Figure 8.2 montre quant à elle un exemple de courbe de tarage zéro calculée par morceaux pour la station hydrométrique de la Garonne à Lamagistère.

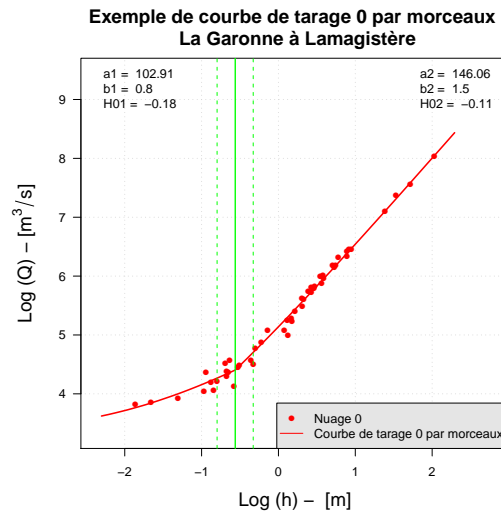


FIGURE 8.2 – Courbe de tarage zéro par morceaux calculée pour la station hydrométrique de la Garonne à Lamagistère.

8.2 Variabilité autour des courbes de tarage zéros

Dans certains cas, et notamment pour les contrôles hydrauliques les plus stables, l'opérateur pourrait penser que la courbe de tarage 0 d'une population homogène suffit pour la gestion en temps réel d'une station hydrométrique. Cependant, et plus particulièrement pour des milieux naturels tels que les rivières, une variabilité est toujours observable autour des courbes de tarage 0. Cette variabilité peut être due à l'incertitude des jaugeages, mais surtout aux variations morphologiques du lit des rivières qui changent la nature du contrôle hydraulique des stations hydrométriques.

Ainsi une variabilité des conditions d'écoulement est observable quelle que soit la stabilité de la station hydrométrique concernée et pour cerner au mieux cette variabilité il faut effectuer des jaugeages. Remémorons-nous la première hypothèse de ces travaux : *le jaugeage est le meilleur témoin de la relation hauteur-débit au moment où il est réalisé.*

Cette variabilité permet également d'appréhender la stabilité de la nature du contrôle hydraulique de façon chronologique sur la station hydrométrique considérée. Dans le cas de la Loire à Montjean, les premières populations suggèrent une incision progressive du contrôle hydraulique (dérive population par population) et une stabilisation de ce dernier avec le temps, la dernière population étant la plus stable, à savoir celle présentant le moins de variabilité autour de sa courbe de tarage 0 (Figure 8.3).

Ainsi, c'est le jaugeage lui-même qui pourra objectiver tout changement de la relation hauteur-débit dû à une éventuelle évolution morphologique de la rivière considérée. Pour construire une courbe de tarage il convient de disposer d'un nombre suffisant de jaugeages répartis sur une gamme de débits qui recouvre le champ des possibles. Deux postulats surviennent alors :

- La relation hauteur-débit est stable durant une période donnée.
- La courbe de tarage est considérée comme la meilleure estimation de la relation hauteur-débit et les jaugeages de contrôle permettent d'estimer la variance de cette relation.

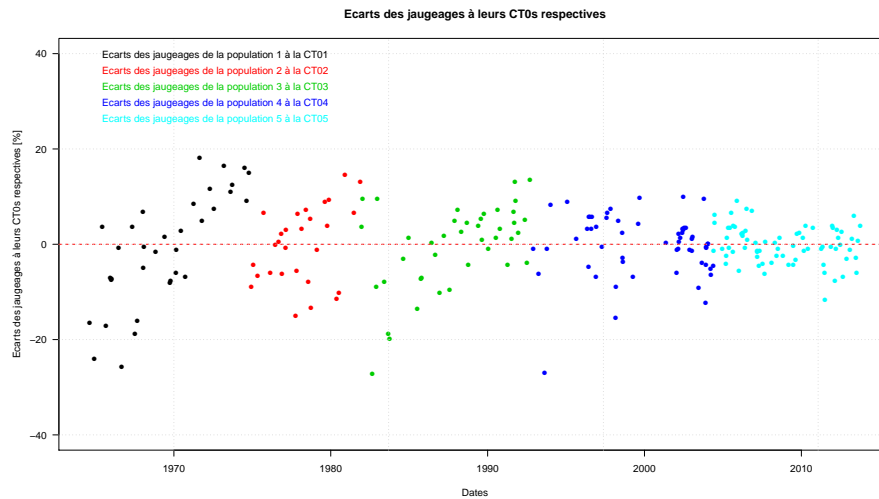


FIGURE 8.3 – Variabilité des jaugeages des populations homogènes autour de leurs courbes de tarage zéros respectives.

Tout hydrologue expérimenté sait que les crues ne sont pas les seuls phénomènes naturels susceptibles de détarer les relations hauteur-débit des stations d’hydrométrie. Le développement d’herbiers durant les périodes estivales ou tout simplement les travaux d’entretien induisent également des détarages importants. En conditions opérationnelles, l’enjeu de l’hydromètre consiste à détecter à partir d’un jaugeage si la relation qu’il a précédemment établie reste valide et si ce n’est pas le cas il est obligé d’en proposer une nouvelle. Dans ce cas, l’opérateur peut se retrouver devant une situation difficile consistant à tracer une courbe de tarage avec un seul point de jaugeage ! Deux autres postulats apparaissent confirmant les hypothèses établies auparavant :

- Un jaugeage apporte le maximum de son information le jour de sa réalisation et son intérêt décroît ensuite en fonction du temps.
- Un jaugeage apporte le maximum de son information pour le débit qu’il est sensé représenter et son intérêt est moindre si on s’éloigne de celui-ci.

Nous concluons facilement que la méthode usuelle de gestion de la relation hauteur-débit des stations d’hydrométrie n’est pas toujours adaptée aux contraintes de l’exploitation en temps réel des données de stations d’hydrométrie. Il est donc devenu essentiel de développer une méthode plus dynamique qui intègre la rapidité des changements et la variabilité de cette relation. C’est ce constat qui posera l’hypothèse principale de ces travaux de thèse. Cette hypothèse, qui sera respectée tout au long de cette étude, consiste à repenser le tracé de la courbe de tarage à chaque nouveau jaugeage.

Une courbe de tarage sera calculée pour chaque jaugeage du nuage zéro d’une station hydrométrique en prenant en compte l’historique des jaugeages effectués sur la station.

L'approche variographique



Jaugeage par dilution avec fluorescéine comme traceur. Source EDF-DTG.

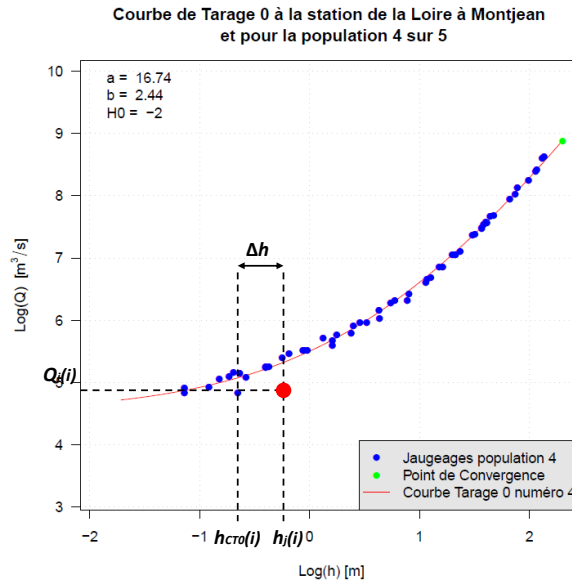
Chaque jaugeage est incertain et l'incertitude de chacun d'entre eux est un facteur à prendre en compte dans le tracé de chaque courbe de tarage. Aussi, chaque estimation de débit donnée à partir des courbes de tarage est incertaine et ces deux incertitudes croissent avec le temps en fonction de la variabilité de la relation $h-Q$: elles vieillissent. Ce chapitre décrira une méthode de construction de modèles de vieillissement basée sur une approche variographique en fonction du temps. Tout d'abord un modèle de vieillissement des jaugeages sera élaboré où une approche variographique sera basée sur un premier tracé dit "grossier" de N courbes de tarage (une courbe de tarage pour chaque jaugeage effectué sur la station considérée). On souligne ici que les courbes de tarage créées dans ce chapitre ne seront utilisées que pour l'obtention du modèle de vieillissement des jaugeages. Pour obtenir ce tracé "grossier", trois hypothèses seront prises en compte :

- Les N courbes de tarage passent par un point de convergence situé à haut débit sur la CT_0 .
- La courbe de tarage i passe par le point de jaugeage i .
- Les jaugeages sont décalés d'un facteur Δh [m] (affecté d'un poids spécifique) pour être ramenés dans le référentiel du jaugeage étudié. Cette opération est justifiée par le fait que l'on peut considérer qu'une des grandes causes de modification des courbes de tarage correspond à une évolution du h_0 .

Ensuite, un modèle de vieillissement des intervalles de confiance autour des estimations de débit à partir des courbes de tarage sera construit avec une approche variographique basée sur les courbes de tarage robustes finales construites au chapitre 10.

Sommaire

9.1	Construction d'un premier tracé "grossier" de N courbes de tarage.	111
9.1.1	Comparaison des jaugeages à leurs CT_0 s respectives	111
9.1.2	Obtention de la pondération du Δh	112
9.1.3	Obtention du premier tracé "grossier"	112
9.2	Construction d'un modèle de vieillissement des intervalles de confiance : l'approche variographique.	113
9.3	Le variogramme empirique	114
9.3.1	Variogramme empirique (contexte géostatistique spatial)	114
9.3.2	Variogramme empirique en hydrométrie (contexte temporel)	116
9.4	Le variogramme théorique	117
9.4.1	Différents types de variogramme théorique	117
9.4.2	Vieillissement pour une hauteur d'eau précise après Δt jours	118
9.4.3	Intervalle de confiance	118
9.5	Construction des variogrammes empiriques et théoriques	119
9.5.1	Chronique de débits pour une hauteur donnée	119
9.5.2	Calcul du variogramme empirique	120
9.5.3	Sélection du variogramme théorique adéquat	120
9.5.4	Lien avec la réalité physique de la morphologie du lit des rivières	121
9.6	Apport de la gestion dynamique des courbes de tarage - Exemple de Rocherousse	122
9.7	Serait-il possible d'avoir un unique variogramme par station ?	124
9.8	Le variogramme, un indicateur de stabilité ?	126

FIGURE 9.1 – Le principe de sélection du Δh associé à chaque jaugeage.

9.1 Construction d'un premier tracé "grossier" de N courbes de tarage.

9.1.1 Comparaison des jaugeages à leurs $CT0s$ respectives

La première étape pour l'obtention du premier tracé de N courbes de tarage est la comparaison de chaque jaugeage avec sa courbe de tarage zéro ($CT0$) : les jaugeages d'une population homogène de points (obtenue par la procédure de segmentation) sont comparés à la $CT0$ de cette population.

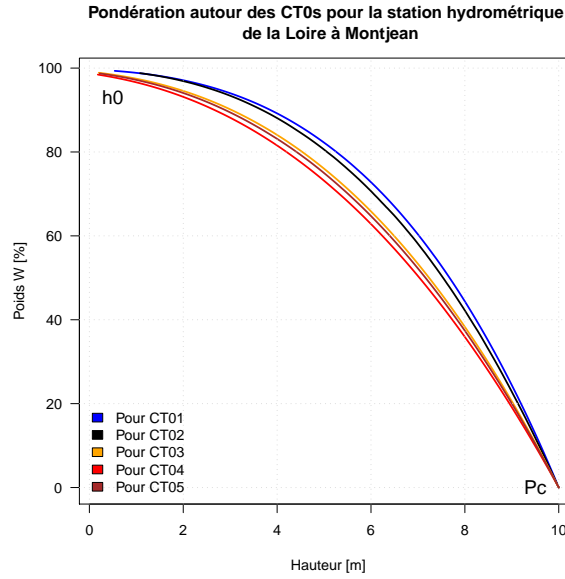
Le but consiste ici à évaluer la distance Δh [m] séparant un jaugeage i de sa $CT0$:

$$\Delta h = h_j(i) - h_{CT0j}(i), \quad (9.1)$$

où j note le numéro de la population homogène de points concernée, et i le jaugeage de cette population qui est étudié. La Figure 9.1 illustre ce propos pour un des jaugeages de la population 4 sur 5 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

Une fois le Δh d'un jaugeage trouvé, le but va consister à ramener tous les jaugeages d'une même population dans le référentiel du jaugeage en question afin de pouvoir tracer la courbe de tarage associée à ce jaugeage.

Ainsi, dans le tracé d'une courbe de tarage associée à un jaugeage, tous les jaugeages appartenant à la même population homogène seront décalés d'un facteur Δh pondéré, et utilisés dans le tracé en question pour obtenir la courbe de tarage du jaugeage en question. Ce procédé de construction n'est évidemment appliqué que pour la construction du tracé dit "grossier" des courbes de tarage.

FIGURE 9.2 – Obtention de la pondération du Δh .

9.1.2 Obtention de la pondération du Δh

Le but consiste à affecter un poids W au Δh juste évalué, choisi selon la position du jaugeage i dans la gamme. Le poids se justifie par le fait que plus un jaugeage est éloigné du h_0 , moins l'écart de hauteur entre la valeur observée et la valeur lue sur $CT0$ est significative. Ainsi en crue, les écarts observés sur la hauteur peuvent être attribués à un nombre important de facteurs qu'il serait vain de les attribuer à une modification du h_0 .

Les poids sont calculés autour de chaque $CT0s$ (équation 9.2). Pour plus de compréhension le lecteur peut également consulter la Figure 9.2.

$$W_{CT0_j}(i) = 1 - \frac{Q_{CT0_j}(i)}{Q_{CT0_j}(P_c)}, \quad (9.2)$$

On attribue alors un poids de 100% aux jaugeages présentant les hauteurs d'eau les plus faibles (là où la sensibilité est la moins bonne et où le poids du centimètre est important). Le poids est calculé de façon à le faire varier proportionnellement en diminuant des plus faibles hauteurs vers les plus élevées. On attache alors et logiquement plus d'importance au bas de la courbe et le poids devient nul au niveau du point de convergence (Figure 9.2).

On dispose alors d'une valeur du poids point par point (centimètre par centimètre) autour de la courbe $CT0_j$ tracée au préalable. Pour chaque jaugeage de la gamme, un poids W sera alors applicable à la distance Δh qui sépare le jaugeage en question de la $CT0_j$ concernée. Ce poids dépendra par construction de la hauteur du jaugeage en question dans la gamme.

9.1.3 Obtention du premier tracé "grossier"

Pour chaque jaugeage $P_j(i)$, selon la hauteur $h_j(i)$ lui correspondant, nous allons prendre le poids calculé correspondant à cette hauteur, et changer de référentiel tous les points de jaugeages du nuage zéro de cette manière :

$$h_{new} = h + (W_i \Delta h), \quad (9.3)$$

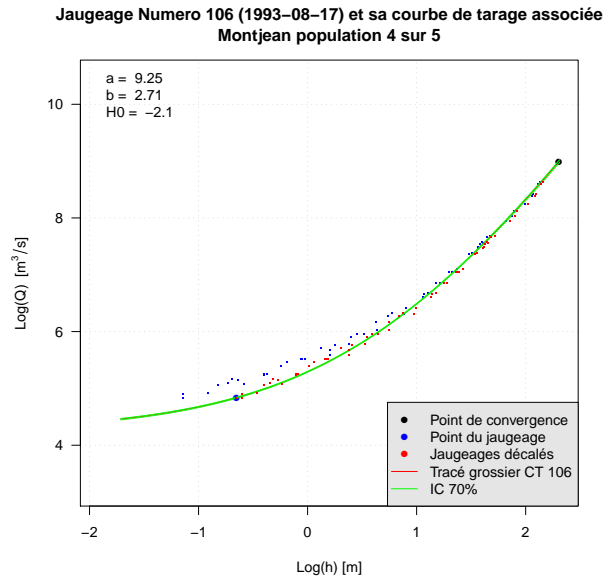


FIGURE 9.3 – Exemple de tracé "grossier" pour le jaugeage numéro 106 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

On trace alors la courbe de tarage associée au jaugeage i étudié en prenant en compte ces nouveaux points (calage des paramètres a , b et h_0 fait à partir de ces nouveaux points) : l'ensemble des jaugeages de la population homogène concernée, décalée d'un Δh pondéré selon la hauteur du jaugeage en question, est alors utilisé pour le tracé de la courbe de tarage du jaugeage voulu. Ce procédé est réitéré pour chacun des jaugeages de la station afin d'obtenir une courbe de tarage pour chacun d'entre eux.

Ainsi, pour des jaugeages mesurés à de faibles hauteurs, un fort pourcentage du Δh sera appliqué au nuage de points de la population homogène considérée. A l'inverse, pour des jaugeages mesurés à de fortes hauteurs, un faible pourcentage du Δh sera appliqué à l'ensemble du nuage de points de la population homogène considérée.

Le tracé de la courbe de tarage spécifique au jaugeage en question sera effectué en attribuant une pondération importante au point du jaugeage en question $P_J(i)$, et au point de convergence P_c choisis, afin de "forcer" le passage de la courbe de tarage par ces points. En fait, de nouveaux paramètres a , b et h_0 seront calés à l'aide des points du nuage déplacés du Δh attribué du poids correspondant, et des points du jaugeage et de convergence affectés d'un poids assez fort pour influencer le passage de la courbe de tarage par ces derniers et respecter ainsi nos deux premières hypothèses. La Figure 9.3 montre l'exemple du tracé grossier de la courbe de tarage associée au jaugeage numéro 106 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

9.2 Construction d'un modèle de vieillissement des intervalles de confiance : l'approche variographique.

Les N courbes de tarage précédemment "grossièrement" tracées vont permettre de régénérer des chroniques de débit pour une gamme de hauteurs donnée. Ces chroniques de débit, pour une hauteur donnée, seront utilisées pour alimenter la construction d'une approche variographique dynamique (dans la mesure où une ébauche d'un premier tracé a été repensée pour chaque

jaugeage) qui complètera celle existante dans la littérature ([Jalbert et al., 2011](#)).

Un variogramme en fonction du temps sera alors construit pour une gamme de hauteurs avec ces premières courbes. Ces variogrammes constitueront le modèle de vieillissement. Grâce à eux et selon les hauteurs considérées, les incertitudes et des jaugeages, et des estimations de débit à partir des courbes de tarage, pourront être augmentées en fonction d'un nombre de jours Δt précis.

L'idée fondamentale de l'approche variographique repose sur le fait que la nature n'est pas complètement "imprévisible", et que deux observations situées l'une près de l'autre devraient en moyenne se ressembler davantage (être plus corrélées) que deux observations éloignées.

Cette approche habituellement utilisée dans un contexte géostatistique spatial, en se basant donc sur les distances séparant des points de mesures, a été adaptée dans un contexte temporel en hydrométrie ([Jalbert et al., 2011](#)). Ainsi, en se basant sur le temps séparant deux mesures et non plus sur la distance, on est en droit de supposer que deux observations situées l'une proche de l'autre en terme de durée devraient en moyenne se ressembler davantage que deux observations séparées d'un intervalle de temps plus grand.

Une telle approche se révèle alors intéressante dans notre contexte afin de quantifier une corrélation éventuelle des séries de débits chronologiques, ainsi que le vieillissement des intervalles de confiance après Δt jours donnés. L'approche variographique permettra *in fine* de faire vieillir avec le temps les intervalles de confiance autour des jaugeages pour le tracé des courbes de tarage (chapitre 10), mais aussi autour des séries temporelles de débits régénérées avec l'approche dynamique (chapitre 16).

On souligne alors ici et de façon importante que l'approche variographique sera construite deux fois :

La première basée sur le premier tracé dit "grossier" des courbes de tarage juste construit.

Cette première approche basée sur le tracé "grossier" ne servira qu'à la construction du modèle de vieillissement des jaugeages pour le tracé des courbes de tarage.

La seconde prendra en compte les courbes de tarage robustes finales construites au chapitre 10 pour construire le modèle de vieillissement final des intervalles de confiance autour des estimations de débits données par les courbes de tarage finales.

9.3 Le variogramme empirique

9.3.1 Variogramme empirique (contexte géostatistique spatial)

Comme il est stipulé précédemment, l'analyse variographique est habituellement utilisée dans un contexte géostatistique spatial. Le variogramme est une fonction mathématique utilisée en particulier pour le krigeage afin de quantifier des corrélations spatiales. On parle également de semi-variogramme de part le facteur 1/2 de sa définition.

Selon [Cressie \(1993\)](#), le semi-variogramme de k observations, $\nu_i : i = 1, \dots, k$, est défini par :

$$\hat{\delta}(h) = \frac{1}{2|N(h)|} \sum_{(i,j) \in N(h)} (\nu_i - \nu_j)^2, \quad (9.4)$$

où $N(h)$ représente l'ensemble des couples d'observations i et j séparés par h , et $|N(h)|$ est le nombre de paires de l'ensemble. La distance h peut être remplacée par le temps t dans le contexte temporel.

Trois paramètres sont généralement utilisés pour décrire les semi-variogrammes (Figure 9.4) :

Le palier : La limite du semi-variogramme lorsque h tend vers l'infini. Il représente également la variance de la variable aléatoire.

La portée : La distance pour laquelle le palier est atteint. Elle représente alors la distance à partir de laquelle deux observations ne se ressemblent plus en moyenne (ne sont plus corrélées).

La pépité : Intersection entre l'axe des ordonnées et le semi-variogramme. Il peut s'agir d'une variation à très courte échelle, d'erreurs de localisation ou d'analyses, ou encore de précision analytique.

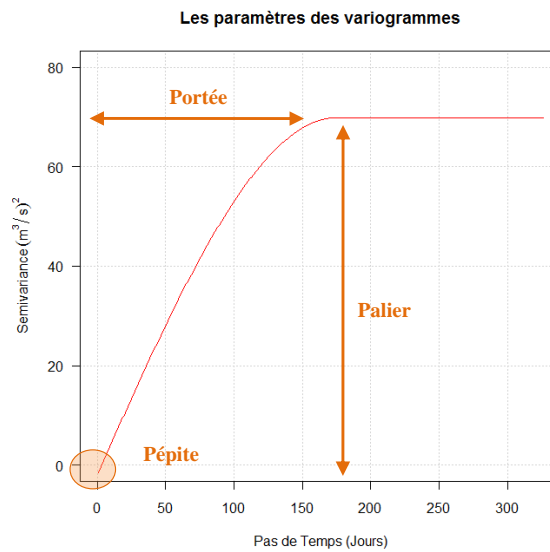


FIGURE 9.4 – Les différents paramètres des variogrammes : le palier, la portée, et la pépité.

La pépité ne nous intéressera pas particulièrement dans notre étude, mais il est tout de même nécessaire d'en dire plus sur ce paramètre. Théoriquement le variogramme devrait être nul pour h (ou t) égal à zéro. Or l'on observe généralement que le variogramme ne tend pas vers 0 pour des petites distances (intervalles de temps courts). On appelle pépité la limite du variogramme en zéro. Elle représente la variation entre deux mesures effectuées à des emplacements infiniment proches, et peut donc provenir de trois effets : a) une variabilité naturelle du paramètre mesuré qui pourra par exemple prendre deux valeurs différentes si mesuré à deux instants différents, b) une variabilité de l'instrument de mesure : la pépité mesure donc en partie l'erreur statistique de l'instrument de mesure, et c) un réel effet pépité : une variation brutale du paramètre mesuré. Le cas historique est le passage sans transition d'une pépité d'or à un sol ne contenant quasiment pas d'or, d'où la notion anecdotique « d'effet pépité » dans le contexte

spatial.

Notons également que dans certains cas le variogramme ne présente pas de palier et que ces trois paramètres nous seront très utiles afin de décrire les caractéristiques des stations hydrométriques étudiées. Le semi-variogramme empirique une fois calculé est ensuite utilisé afin d'ajuster un semi-variogramme théorique vrai pour tout h (pour tout t).

9.3.2 Variogramme empirique en hydrométrie (contexte temporel)

Intuitivement, l'incertitude du débit prédit par la courbe de tarage devrait augmenter avec le temps séparant cette prédiction de la date d'établissement de la courbe utilisée. L'idée est alors d'utiliser l'approche variographique afin de déterminer la variance d'une prédiction de débit par rapport à la vraie valeur en fonction du temps. La présente approche consiste alors à ajouter un terme de variance dépendant du temps σ_A :

$$\hat{Q}(t) \sim \mathcal{N}(Q_{CT}, \sigma(h, t)^2 = Ir(h)^2 + Se(h)^2 + \sigma_A(h, t)^2), \quad (9.5)$$

où $\sigma_A(h, t)$ est un terme de variance temporelle représentant le vieillissement de la courbe de tarage après t jours donnés. Les termes Ir et Se sont des termes d'incertitudes liés à la mesure de hauteur d'eau et au tracé des courbes de tarage. Ils sont détaillés et présentés en profondeur dans la Partie III sur le modèle d'incertitudes. L'addition de l'équation 9.5 suppose l'indépendance des termes de variance.

En utilisant la succession des courbes de tarage d'une station hydrométrique donnée, une série des débits prédits peut être construite pour une hauteur d'eau donnée. Cette utilisation des courbes de tarage pour déterminer la variation du débit pour une hauteur d'eau donnée permet d'extraire le signal de fond du changement, à savoir les modifications du lit des rivières à intervalle de temps élevé, et non les fluctuations surgissant à intervalle de temps plus court. Dans ce contexte, la série chronologique ainsi obtenue est assumée comme une réalisation de la variable aléatoire $Q_{CT}(t)$.

Ainsi dans notre étude, la variance temporelle est estimée par une analyse variographique de la série chronologique de débit obtenue par les courbes de tarage de la station hydrométrique considérée et pour une hauteur d'eau donnée. Le variogramme obtenu indique alors la dissimilitude de deux prédictions en fonction d'une translation temporelle choisie.

L'estimateur empirique est alors le suivant :

$$\hat{\delta}(t) = \frac{1}{2|N(t)|} \sum_{(i,j) \in N(t)} (\nu_i - \nu_j)^2, \quad (9.6)$$

où t note le décalage temporel, $N(t)$ est le nombre de couples séparés par t , $|N(t)|$ est le nombre total de couples, et $\nu_i - \nu_j$ indique la différence des valeurs associées à un couple (i, j) .

Cette analyse est entreprise pour toutes les valeurs de hauteurs d'eau dont l'incertitude doit être estimée parce que la corrélation de la série peut ne pas être la même pour les étiages, les crues et les débits moyens.

Pour obtenir une relation continue entre la variance et la translation temporelle, le semi-variogramme empirique sera ensuite utilisé afin d'ajuster un semi-variogramme théorique vrai pour tout t .

9.4 Le variogramme théorique

Le semi-variogramme théorique permet d'obtenir une relation continue entre la variance et la translation temporelle. [Cressie \(1993\)](#) a répertorié beaucoup de modèles de semi-variogramme théorique dans le contexte géostatistique. Nous adapterons alors ces modèles dans notre contexte temporel simplement en remplaçant la distance h par le temps t .

9.4.1 Différents types de variogramme théorique

Le variogramme théorique sphérique :

$$\delta(t) = \begin{cases} c_0 + c & \text{si } t > a \\ c_0 + c \left(\frac{3t}{2a} - \frac{t^3}{2a^3} \right) & \text{si } 0 \leq t \leq a \end{cases} \quad (9.7)$$

Le variogramme théorique circulaire :

$$\delta(t) = \begin{cases} c_0 + c & \text{si } t > a \\ c_0 + c \left[1 - \frac{2}{\pi} \left(\arccos \frac{t}{a} - \frac{t}{a^2} \sqrt{a^2 - t^2} \right) \right] & \text{si } 0 \leq t \leq a \end{cases} \quad (9.8)$$

Le variogramme théorique exponentiel :

$$\delta(t) = \begin{cases} c_0 + c & \text{si } t > a \\ c_0 + c \left(1 - e^{-\frac{t}{a}} \right) & \text{si } 0 \leq t \leq a \end{cases} \quad (9.9)$$

Le variogramme théorique gaussien :

$$\delta(t) = \begin{cases} c_0 + c & \text{si } t > a \\ c_0 + c \left(1 - e^{-\frac{t^2}{a^2}} \right) & \text{si } 0 \leq t \leq a \end{cases} \quad (9.10)$$

Le variogramme théorique pentasphérique :

$$\delta(t) = \begin{cases} c_0 + c & \text{si } t > a \\ c_0 + c \left(\frac{15}{8} \frac{t}{a} - \frac{5}{4} \frac{t^3}{a^3} + \frac{3}{8} \frac{t^5}{a^5} \right) & \text{si } 0 \leq t \leq a \end{cases} \quad (9.11)$$

Où c_0 désigne la pépité, $c_0 + c$ le palier et a la portée. Parmi ces cinq exemples de variogrammes théoriques, deux groupes peuvent être distingués : le premier concerne les variogrammes à portée finie (variogrammes théoriques sphérique, pentasphérique et circulaire) tandis que le second concerne les variogrammes à portée infinie (variogrammes théoriques exponentiel et gaussien). Une illustration de ces modèles de variogrammes théoriques est donnée à la Figure [9.5](#).

En effet, parfois les variogrammes ne montrent qu'un palier atteint asymptotiquement (cas des modèles exponentiel et gaussien). Dans ce dernier cas, l'on définit la portée effective comme la distance où est atteint 95% du palier. Ainsi, pour les modèles exponentiel et gaussien, la portée effective est a . Lorsque le variogramme ne montre pas de palier et que sa croissance s'effectue à un taux supérieur à t^2 alors il y a lieu de suspecter une dérive de la moyenne (l'hypothèse stationnaire n'est pas validée).

Il est nécessaire de souligner que dans certains cas aucun des cinq variogrammes théoriques présentés dans ce rapport n'est adéquat. Il arrive que les variogrammes n'atteignent pas de palier. Dans ces cas où la variance ne cesse d'augmenter, un modèle approprié est le variogramme théorique linéaire. Le variogramme théorique linéaire sans palier s'exprime comme :

$$\delta(t) = c_0 + mt \quad \text{si } t \geq 0 \quad (9.12)$$

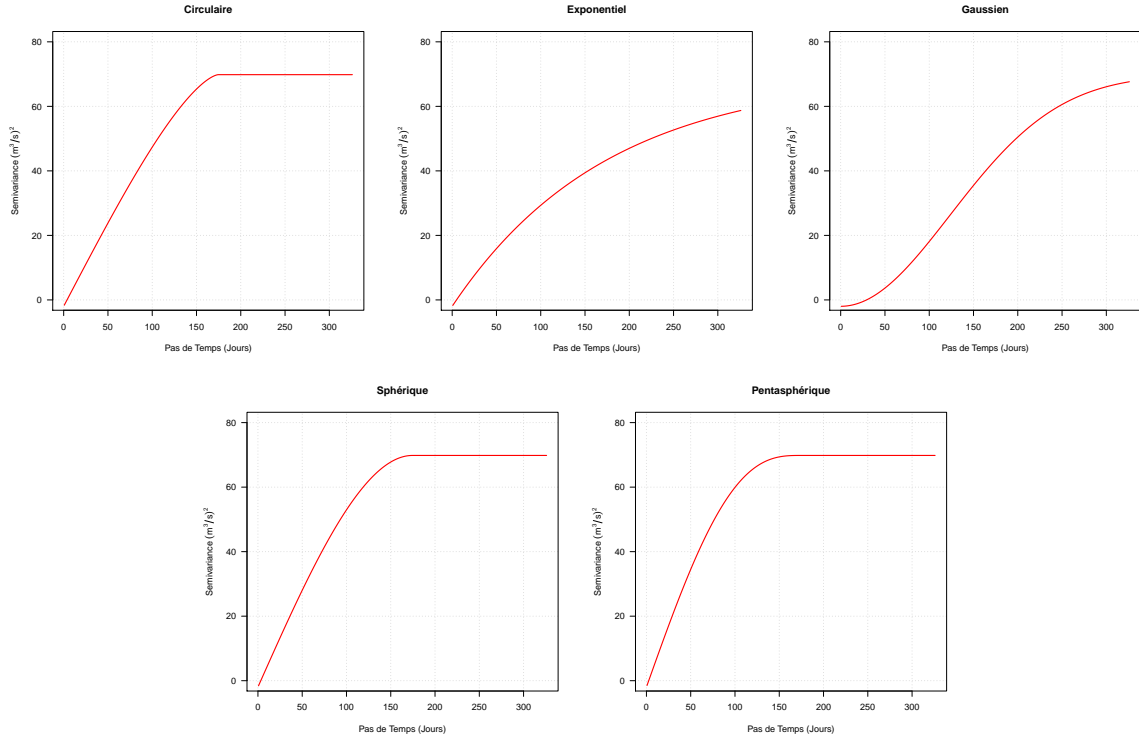


FIGURE 9.5 – Les différents types de variogrammes théoriques.

9.4.2 Vieillissement pour une hauteur d'eau précise après Δt jours

L'approche variographique est ensuite appliquée aux séries d'estimations de débits. Le semi-variogramme indique alors la semivariance moyenne de deux estimations séparées d'un intervalle de temps t . Ainsi, le semi-variogramme est utilisé pour estimer la variance temporelle pour une hauteur d'eau h après t jours donnés :

$$\sigma(h, t) = \sqrt{2\delta(t)|_h} \quad (9.13)$$

Le semi-variogramme théorique final pour une hauteur d'eau donnée affiche alors le vieillissement des intervalles de confiance après Δt jours donnés pour cette hauteur. Cela permet alors de cerner la zone dans laquelle une courbe de tarage évoluerait après un nombre de jours donné.

9.4.3 Intervalle de confiance

Pour chaque hauteur d'eau à convertir en débit nous disposons alors grâce à cette approche variographique d'une valeur du vieillissement de l'intervalle de confiance pour cette même hauteur d'eau, et après Δt jours (intervalle de temps séparant la hauteur à convertir en débit de la courbe de tarage servant à cette conversion). Sous l'hypothèse de normalité, nous pouvons alors construire un intervalle de confiance au seuil $1 - \alpha$ de cette prévision de débit :

$$P[q_{\alpha/2} < Q(h, t) < q_{1-\alpha/2}] = 1 - \alpha, \quad (9.14)$$

où q_p désigne le p^e quantile de la distribution normale considérée.

9.5 Construction des variogrammes empiriques et théoriques

9.5.1 Chronique de débits pour une hauteur donnée

On débute à partir de l'ensemble des courbes de tarages d'une station hydrométrique donnée. Chaque courbe de tarage construite à une date t est utilisée pour l'estimation des débits jusqu'à la date $t + 1$, cette date $t + 1$ correspondant à la date d'établissement de la courbe de tarage suivante servant à l'estimation des débits suivants, et ainsi de suite...

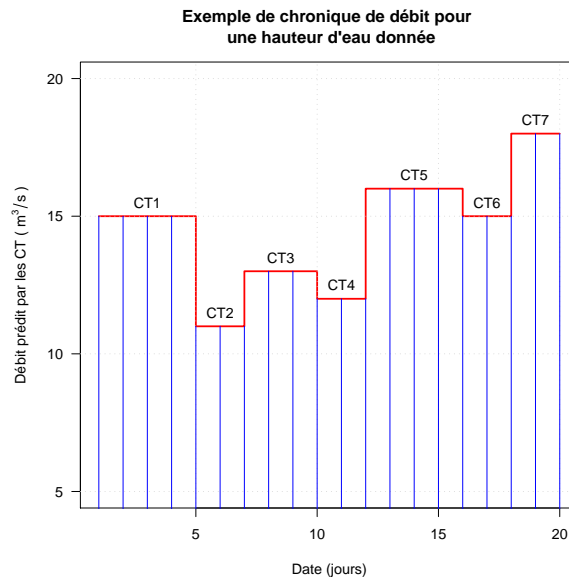


FIGURE 9.6 – Chronique de débit donnée par les courbes de tarage successives pour une hauteur d'eau donnée. Les segments bleus illustrent l'interpolation journalière.

La détermination d'une gamme de hauteurs représentative de la station considérée constitue la première étape de la construction du semi-variogramme. La construction du semi-variogramme empirique ne peut effectivement se faire qu'après avoir construit la chronique de débit correspondant à une des hauteurs h de la gamme préalablement choisie. Cette gamme de hauteur peut être définie en partant de la hauteur minimale à la hauteur maximale jaugée par pas de cinq centimètres par exemple. L'idéal serait bien sûr de disposer d'un variogramme pour chaque hauteur, rien ne l'empêche si ce n'est les temps de calcul.

Une fois la chronique de débit pour une hauteur donnée constituée, une interpolation journalière est effectuée afin d'obtenir une valeur de débit Q pour chaque jour, ce qui permettra de construire le variogramme empirique pour un nombre de jours précis.

Ce processus est réitéré pour chacune des hauteurs de la gamme précédemment créée de manière à obtenir une chronique de débit donnée par les courbes de tarage pour chacune des hauteurs de la gamme.

Cette étape de construction des variogrammes est primordiale, ce signal que représente la chronique de débit obtenue à partir des courbes de tarage pour une hauteur d'eau h considérée constitue le vecteur utilisé par la suite pour le calcul des variances.

9.5.2 Calcul du variogramme empirique

On commence par choisir un vecteur de décalage temporel Δt pour lequel calculer le vieillissement pour la hauteur d'eau h considérée, puis on calcule la valeur de la semivariance grâce à l'équation 9.4 adaptée au contexte temporel. On obtient ainsi l'équation 9.15 :

$$\hat{\delta}(t) = \frac{1}{2|N(t)|} \sum_{(i,j) \in N(t)} (\nu_i - \nu_j)^2, \quad (9.15)$$

où t note le décalage temporel, $N(t)$ est le nombre de couples séparés par t , $|N(t)|$ est le nombre total de couples, et $\nu_i - \nu_j$ est la différence des valeurs associées à un couple (i, j) .

Enfin, on reporte sur un graphique la semivariance pour chaque Δt considéré. On réitère ensuite ce processus pour la gamme de hauteur choisie en adéquation avec la station hydrométrique concernée de manière à avoir un variogramme empirique pour chacune des hauteurs de la gamme.

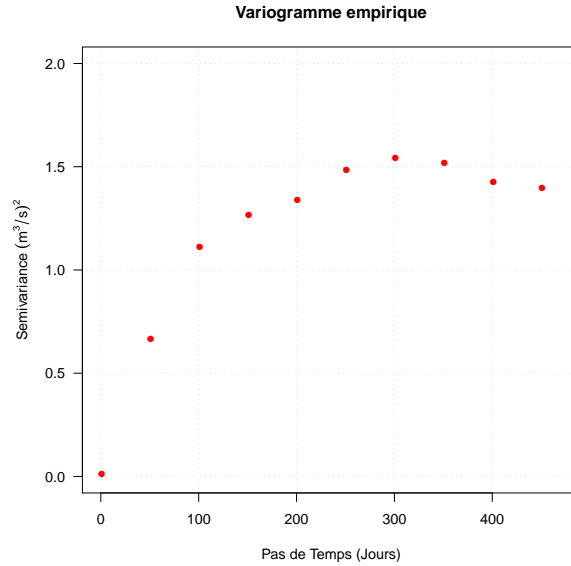


FIGURE 9.7 – Exemple de semi-variogramme empirique pour une hauteur d'eau donnée calculé pour différents Δt .

Le semi-variogramme empirique une fois calculé (exemple illustré à la Figure 9.7) est ensuite utilisé afin d'ajuster un semi-variogramme théorique valide pour tout t .

9.5.3 Sélection du variogramme théorique adéquat

Cressie (1993) a également fourni une méthode pour sélectionner le variogramme théorique qui corresponde au meilleur ajustement avec le variogramme empirique correspondant. Dans notre cas, le modèle théorique choisi est celui qui minimise la somme du carré des écarts pondérés entre le type de semi-variogramme théorique $\delta(t)$ choisi et le semi-variogramme empirique $\hat{\delta}(t)$:

$$\sum_{k=1}^K w_k [\hat{\delta}(t_k) - \delta(t_k, \vec{\theta})]^2, \quad (9.16)$$

où k est le nombre de points du semi-variogramme empirique, w_k est le nombre de couples utilisés pour calculer la semivariance et θ note le vecteur de paramètres (pépite, portée et palier) du semi-variogramme théorique à estimer par la méthode des moindres carrés pondérés.

Ces trois paramètres du variogramme théorique correspondant le mieux au variogramme empirique calculé nous seront très utiles afin de décrire les caractéristiques des stations hydrométriques étudiées.

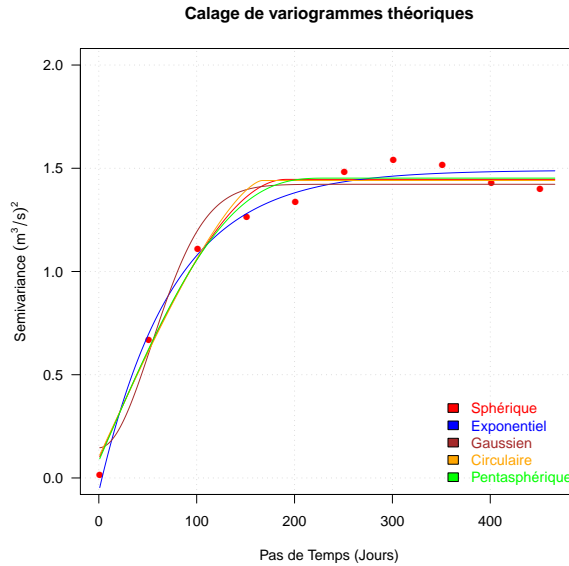


FIGURE 9.8 – Exemples de semi-variogrammes théoriques pour une hauteur d'eau donnée calculés pour tout Δt .

Ainsi, qu'il s'agisse des variogrammes théoriques sphérique, exponentiel, gaussien, circulaire ou pentasphérique, les trois paramètres (pépite, palier et portée) sont calés puis validés pour le trio qui minimise la somme du carré des écarts pondérés entre le type semi-variogramme théorique $\delta(t)$ en question et le semi-variogramme empiriques $\hat{\delta}(t)$. Une fois les cinq variogrammes correctement ajustés, celui qui est gardé pour l'étude est celui dont l'écart entre $\delta(t)$ et $\hat{\delta}(t)$ calculé est le plus faible.

9.5.4 Lien avec la réalité physique de la morphologie du lit des rivières

En hydrométrie, dans le cas d'une section de contrôle qui varie aléatoirement entre dépôt et érosion, la variance de la prédiction ne devrait pas augmenter jusqu'à l'infini car la série chronologique des courbes de tarage ressemblerait à une marche aléatoire. Le modèle de variogramme théorique le plus adéquat pour ce type de comportement serait un modèle à palier (sphérique par exemple, Figure 9.9). Les paramètres (pépite, palier et portée) de ce variogramme sphérique renseigneraient alors directement sur le comportement de la station hydrométrique en question.

Dans le cas d'une section de contrôle soumise à un creusement ou un remblaiement continu, la série chronologique des débits pour une hauteur donnée fournie par les courbes de tarage ne ferait qu'augmenter ou diminuer. Le variogramme théorique le plus adapté à ce genre de situation est le variogramme théorique linéaire (Figure 9.10).

C'est le cas de la station hydrométrique du Buëch aux Chambons par exemple, où un renard s'est petit à petit formé puis agrandi dans un barrage (Figure 9.11), changeant progressivement

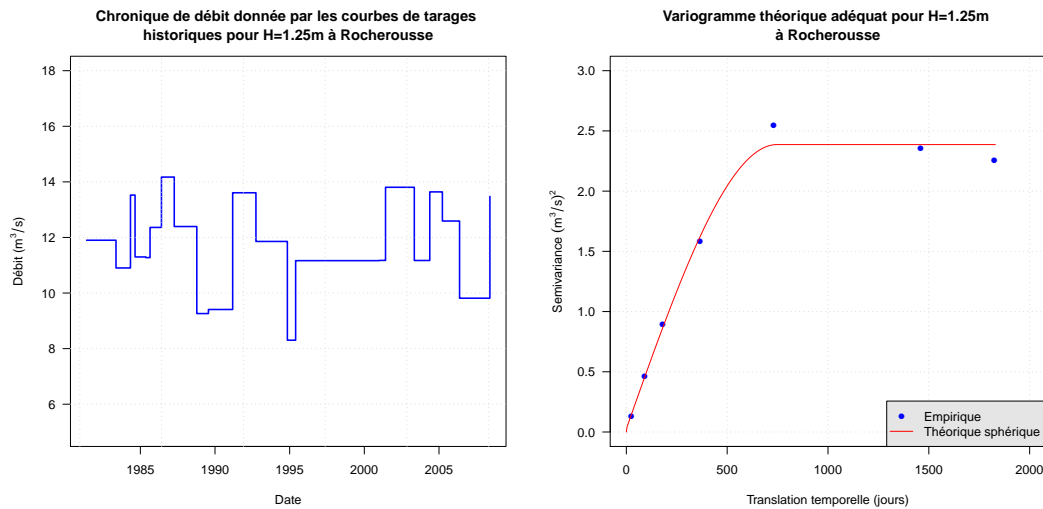


FIGURE 9.9 – Chronique de débit pour une hauteur d'eau h donnée et variogramme théorique adéquat pour la station hydrométrique de l'Ubaye à Rocherousse.

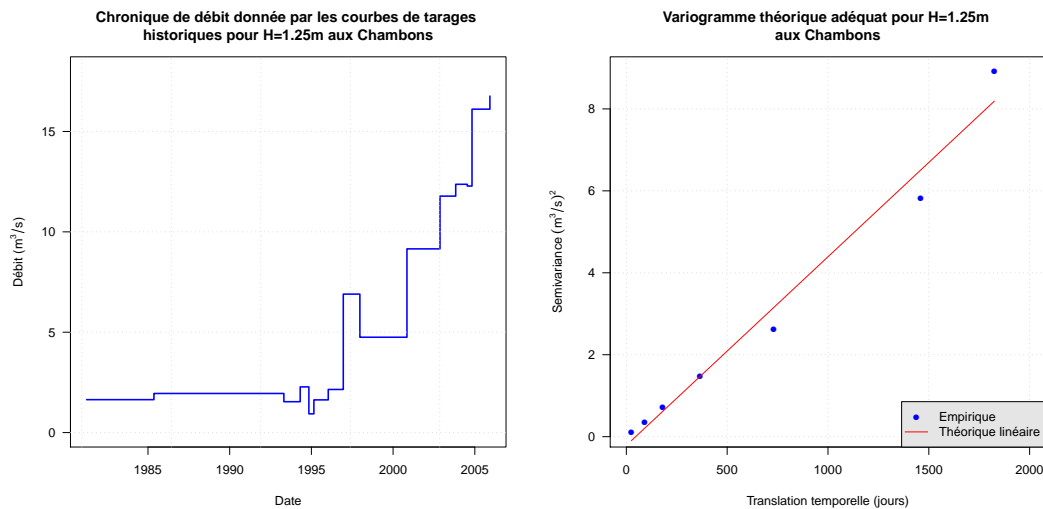


FIGURE 9.10 – Chronique de débit pour une hauteur d'eau h donnée et variogramme théorique adéquat pour la station hydrométrique du Buëch aux Chambons.

le contrôle hydraulique de la station, et engendrant une augmentation de débit continue pour une hauteur d'eau h donnée. Cela constitue un cas typique de construction de variogramme linéaire.

9.6 Apport de la gestion dynamique des courbes de tarage - Exemple de Rocherousse

Par définition de la gestion dynamique de la courbe de tarage définie dans ces travaux de thèse, plus de courbes de tarage seront tracées que dans la gestion historique de ces dernières puisqu'un nouveau tracé est proposé à chaque nouveau jaugeage. Logiquement, le signal donné par les chroniques de débits pour une hauteur donnée seront différents : celui de l'approche dynamique devrait montrer plus de variabilité que celui de l'approche historique (Figure 9.12).



FIGURE 9.11 – Renard se creusant progressivement dans le barrage des chambons sur le Buëch (commune de Serres). Source EDF-DTG.

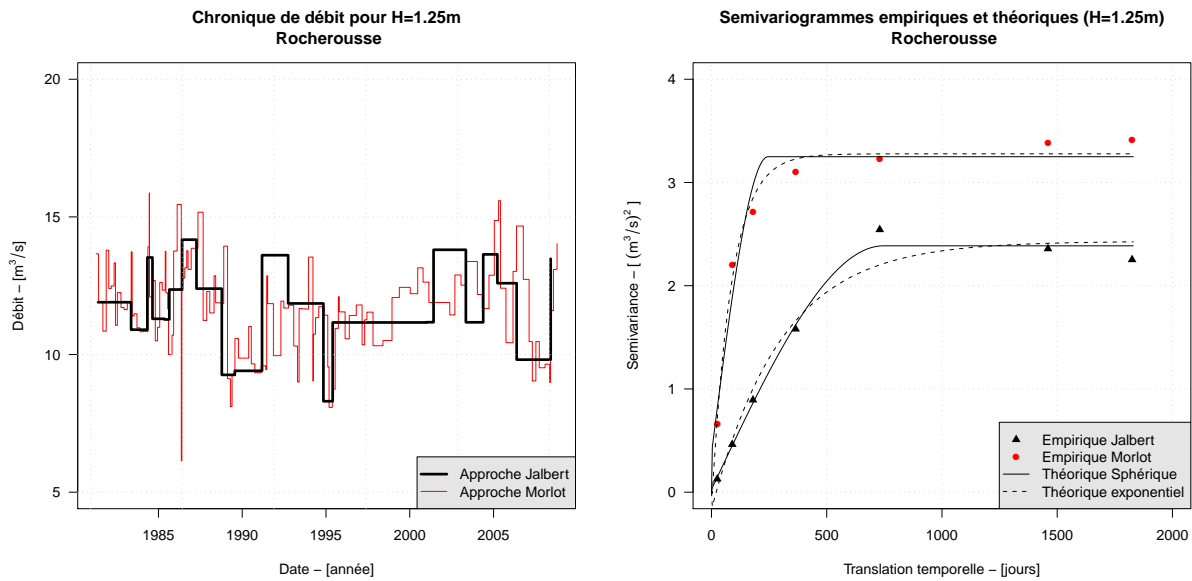


FIGURE 9.12 – Comparaison des approches historique (Jalbert *et al.*, 2011) et dynamique (Morlot *et al.*, 2014b) dans la construction des variogrammes.

Les résultats montrés sur la Figure 9.12 justifient ces suppositions. Le signal rouge (approche dynamique) montre plus de variabilité que le signal noir (approche historique) comme utilisé dans l'article sur l'approche variographique développée par Jalbert *et al.* (2011). Les semivariances devraient logiquement être à leur tour plus élevées pour les semi-variogrammes tracés avec le signal rouge (approche dynamique) en donnée d'entrée qu'avec le signal noir (approche historique).

Les résultats sont évidents. Les semi-variogrammes calculés avec l'approche variographique sont supérieurs à ceux calculés avec l'approche historique (Jalbert *et al.*, 2011).

La variabilité des conditions d'écoulement étant dans le cas de la station hydrométrique de Rocherousse, largement mieux prise en compte avec l'approche dynamique, les variogrammes sont donc également beaucoup plus réalistes dans ce même cas. L'incertitude sur le vieillissement des courbes de tarage est sous-estimée lorsqu'elle est calculée via l'approche historique de tracé des courbes de tarage.

9.7 Serait-il possible d'avoir un unique variogramme par station ?

Dans ce chapitre, le variogramme est calculé à chacune des hauteurs d'eau dont l'incertitude doit être calculée. Cependant, dans un souci de simplification, serait-il possible d'obtenir un seul variogramme, c'est-à-dire une seule structure de corrélation temporelle, par station et pour toutes les gammes de débits ?

Deux problèmes se posent dans la réponse à cette question : les changements de la portée et du palier du variogramme en fonction de la gamme de hauteurs pour laquelle il est calculé. La corrélation temporelle n'est pas la même pour toutes les gammes de débits. En effet, la portée des variogrammes peut changer de légèrement à modérément en fonction d'un débit d'étiage ou d'un débit de crue. Cependant, le problème majeur réside dans la dimensionnalité du variogramme. Un débit de crue a une variance plus élevée qu'un débit d'étiage, ce qui se répercute par une différence de valeur du palier sur le variogramme.

Afin de déterminer si un variogramme peut représenter toutes les gammes de débit, cinq hauteurs d'eau représentatives de la distribution ont été sélectionnées : les quantiles $\hat{q}_{10\%}$, $\hat{q}_{25\%}$, $\hat{q}_{50\%}$, $\hat{q}_{75\%}$ et $\hat{q}_{90\%}$. Ces quantiles représentent respectivement des hauteurs d'eau de 2.21 [m], 2.61 [m], 3.52 [m], 4.71 [m] et 5.81 [m]. La Figure 9.13 illustre les variogrammes théoriques (sphérique) des cinq quantiles de la population homogène de jaugeages 1 sur 5 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

On remarque qu'au quantile 90%, la portée du variogramme est plus grande par rapport aux autres courbes. De plus les paliers ne sont pas situés à la même hauteur.

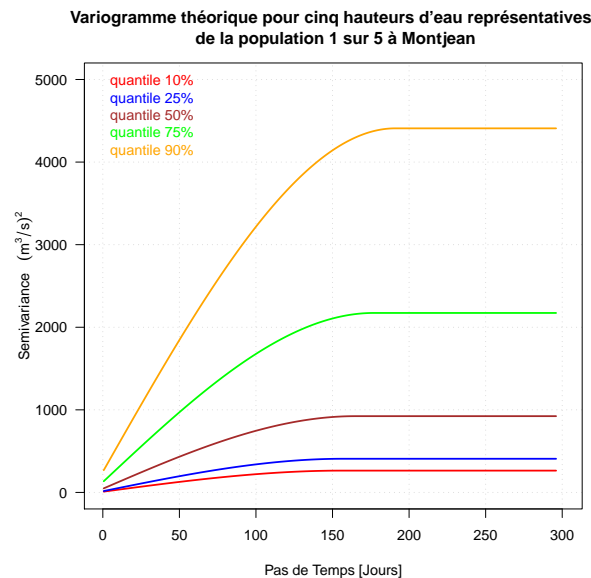


FIGURE 9.13 – Variogrammes théoriques sphériques des quantiles $\hat{q}_{10\%}$, $\hat{q}_{25\%}$, $\hat{q}_{50\%}$, $\hat{q}_{75\%}$ et $\hat{q}_{90\%}$ des débits de la population 1 sur 5 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

Afin de rendre le variogramme adimensionnel, les séries chronologiques des débits prédits par les courbes de tarage pour chacun des quantiles de hauteur d'eau ont été divisés de façon à obtenir un variogramme relatif en pourcentage, de la manière suivante :

$$\hat{\delta}(t) = \frac{1}{2|N(t)|} \sum_{(i,j) \in N(t)} \left(\frac{\nu_i - \nu_j}{\nu_j} \right)^2, \quad (9.17)$$

où t est le décalage temporel, $N(t)$ est le nombre de couples séparés par t , $|N(t)|$ est le nombre total de couples, et ν_i et ν_j sont les valeurs associées à un couple (i, j) .

La Figure 9.14 représente les variogrammes relatifs pour les 5 hauteurs d'eau précédentes. La semivariance relative n'est pas la même pour toutes les hauteurs d'eau. Le débit d'étiage relatif possède une variance deux fois plus élevée qu'un débit de crue, ce qui n'est pas étonnant d'un point de vue hydrologique.

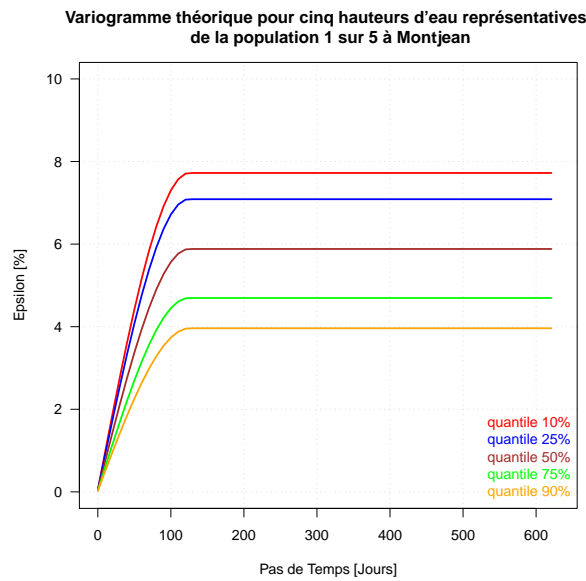


FIGURE 9.14 – Variogrammes relatifs théoriques sphériques adimensionnels des quantiles $\hat{q}_{10\%}$, $\hat{q}_{25\%}$, $\hat{q}_{50\%}$, $\hat{q}_{75\%}$ et $\hat{q}_{90\%}$ des débits de la population 1 sur 5 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

Ainsi, la différence de palier pour tous les quantiles empêche d'utiliser un variogramme pour toutes les gammes de hauteur d'eau. Néanmoins, cela ne demeure pas impossible. Il faudrait probablement rechercher une meilleure méthode pour "adimensionnaliser" les séries chronologiques.

On souligne ici que dans la partie sur les incertitudes de ces travaux de thèse, les variogrammes seront calculés en pourcentage pour des raisons de praticité et de cohérence dans les calculs afin d'approcher le calcul du vieillissement et des jaugeages, et des courbes de tarage.

On insiste également sur le fait qu'une approche variographique par population hydrauliquement homogènes de jaugeages et de courbes de tarage (obtenues après les procédures de segmentation) permet de rester cohérent vis-à-vis des ruptures de la moyenne dans les séries chronologiques. De plus, le tracé dynamique des courbes de tarage permet de construire des variogrammes plus proche de la réalité et simulant mieux la notion de vieillissement recherchée. Ces deux constats majeurs apportent une réelle amélioration à l'approche variographique proposée par [Jalbert et al. \(2011\)](#).

9.8 Le variogramme, un indicateur de stabilité ?

Ce paragraphe a pour vocation l'étude des paliers et portées des variogrammes et leurs mises en relation avec les notions de dérive et de variabilité présentées dans le chapitre 6.

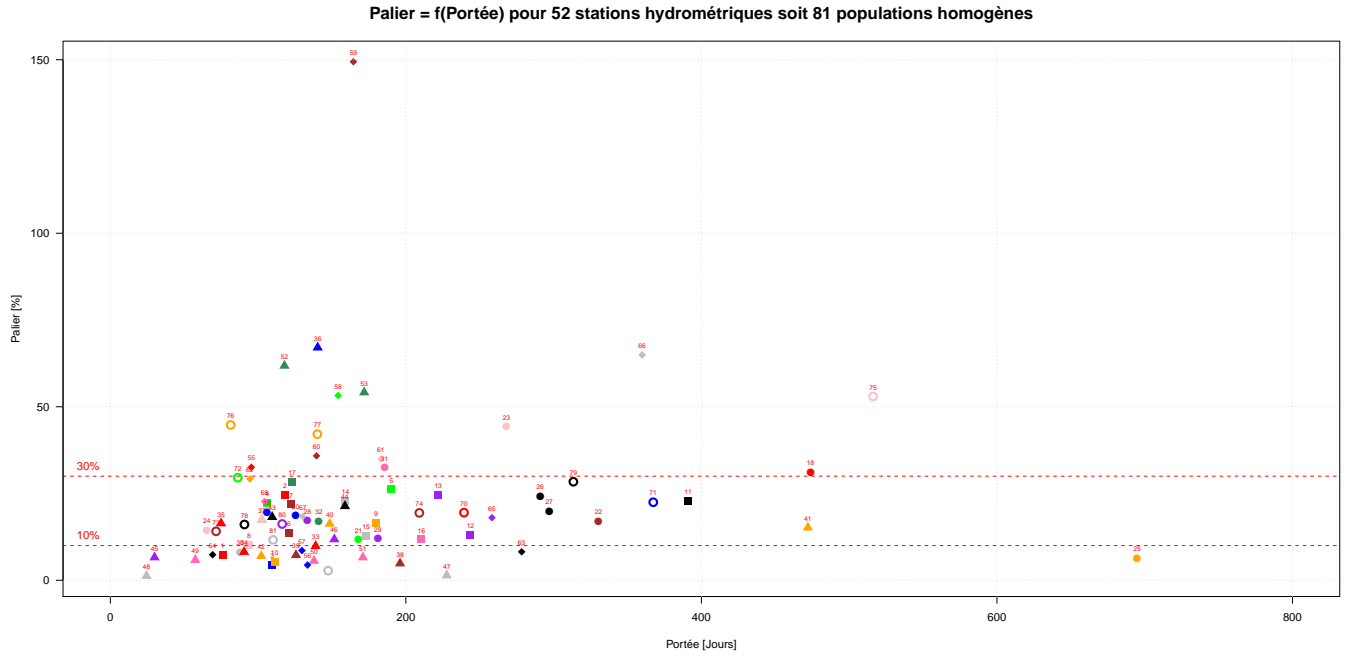


FIGURE 9.15 – Paliers en fonction de la portée calculés pour 81 populations homogènes de jaugeages du réseau EDF-DTG pour les h_{ref} correspondants.

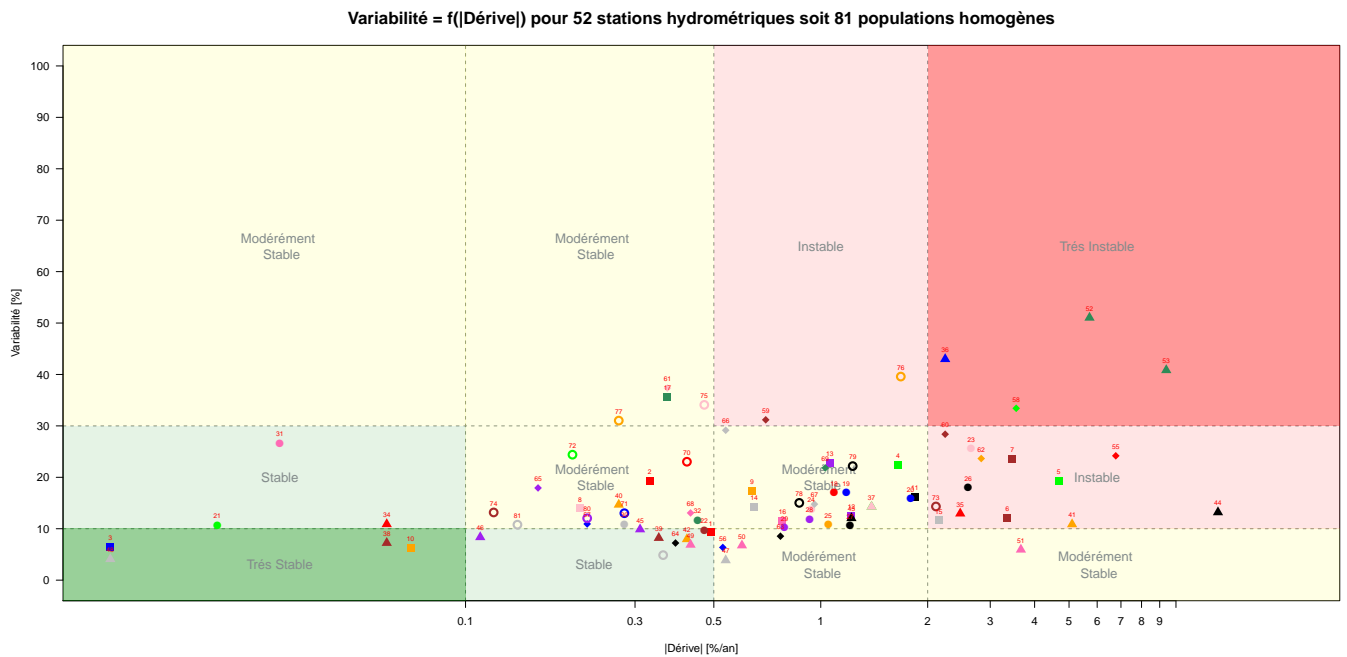


FIGURE 9.16 – Couples ($|Dérive|$, Variabilité) calculés pour 81 populations homogènes de jaugeages du réseau EDF-DTG.

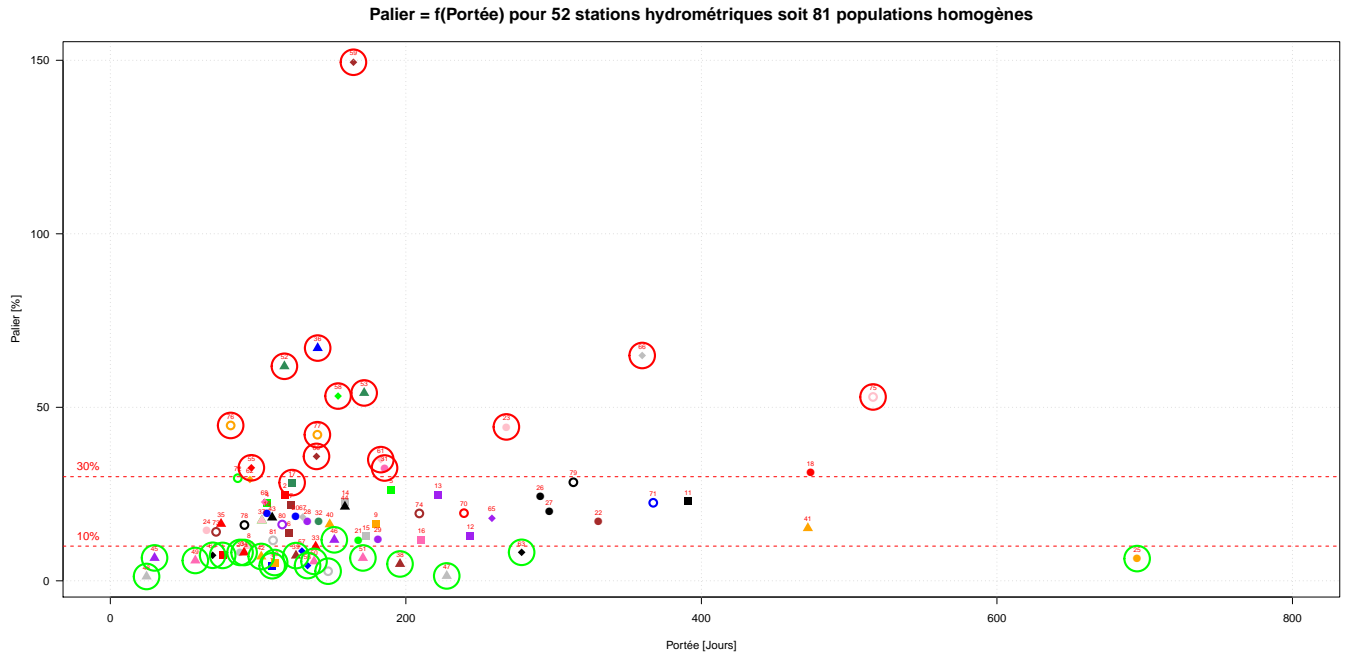


FIGURE 9.17 – Paliers en fonction de la portée calculés pour 81 populations homogènes de jaugeages du réseau EDF-DTG pour les h_{ref} correspondants. Lien avec le couple ($|\text{Dérive}|$, Variabilité).

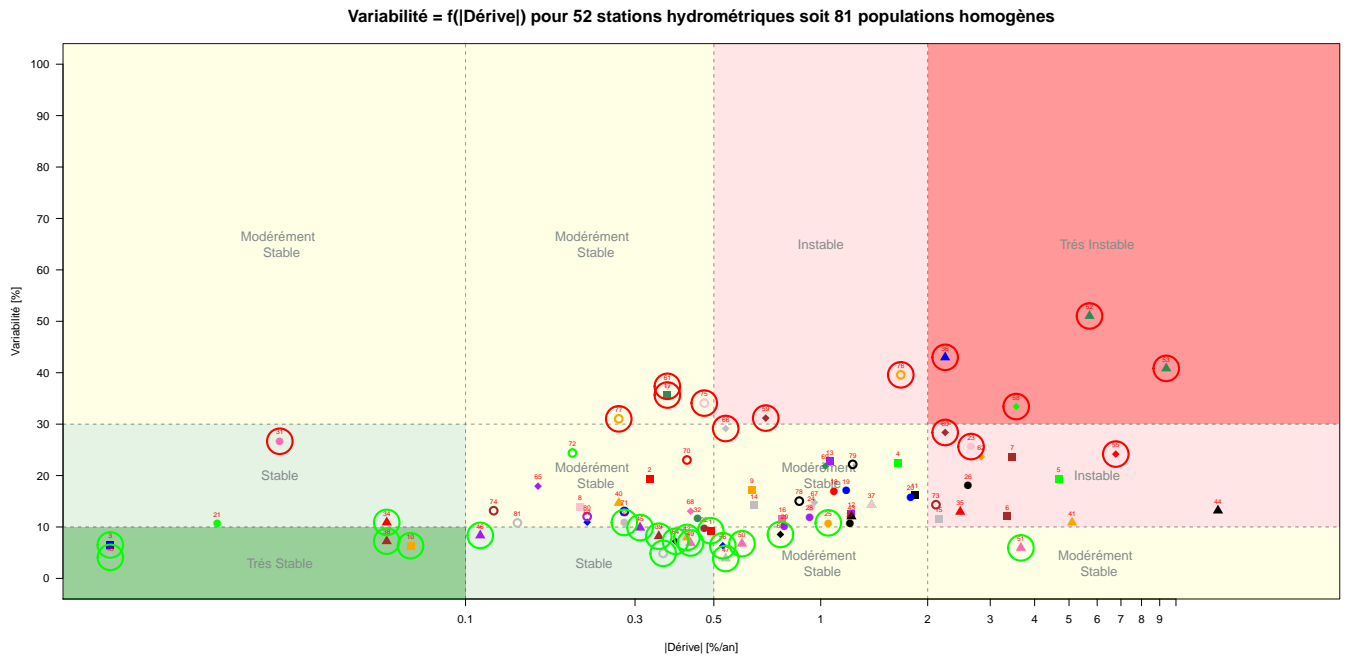


FIGURE 9.18 – Couples ($|\text{Dérive}|$, Variabilité) calculés pour 81 populations homogènes de jaugeages du réseau EDF-DTG. Lien avec le couple Palier-Portée.

On considère ici 52 station hydrométriques du réseau EDF-DTG, qui ont été décomposées après procédure de segmentation en 81 populations homogènes de jaugeages. Pour une station hydrométrique précise et une population homogène donnée, on se base sur la hauteur d'eau h_{ref} correspondant au module de débit de la sous-période considérée. Les paliers et portées des

variogrammes créés pour chaque population homogène retenus sont ceux correspondant à la hauteur d'eau h_{ref} de la population. Ces paliers et portées pour la hauteur d'eau h_{ref} de la population étudiée caractériseront directement cette dernière.

On a effectué ce travail sur 52 stations hydrométriques du réseau EDF-DTG, qui ont été décomposées après procédure de segmentation en 81 populations homogènes de jaugeages. On dispose donc de 81 valeurs de palier et de portée. La Figure 9.15 illustre le palier tracé en fonction de la portée obtenus pour les différentes h_{ref} .

La dérive et la variabilité de chacune de ces populations ont également été calculées en prenant pour référence la courbe de tarage zéro de chacune d'entre elles. La Figure 9.16 illustre la composition du couple ($|Dérive|$, Variabilité) calculé pour les mêmes 81 populations homogènes de jaugeages du réseau EDF-DTG. On rappelle que ce tableau présenté en début de partie a été élaboré afin de caractériser la stabilité des contrôles hydrauliques des stations hydrométriques. Il était rempli en considération des nuages zéro globaux de jaugeages comparés à leurs courbes moyennes, il est ici rempli pour des populations homogènes de jaugeages comparés à leurs courbes de tarage zéro respectives.

On remarque alors qu'une cohérence existe entre les couples palier-portée et les couples ($|Dérive|$, Variabilité). Les Figures 9.17 et 9.18 l'illustrent. Un lien existe plus particulièrement entre la variabilité et le palier : les populations présentant un fort palier ont systématiquement une forte variabilité. Il est plus difficile de comparer la portée et la dérive. On remarque aussi que les bornes déterminées à "dire d'expert" en début de partie pour la variabilité de 10% et 30% se retrouvent dans l'analyse des paliers des variogrammes, elles peuvent donc être validées.

Le lien entre le palier des variogrammes et la variabilité de la relation hauteur-débit est compréhensible. Tout deux approchent les instabilités de la relation hauteur-débit. La relation linéaire existante entre les deux est montrée sur la Figure 9.19.

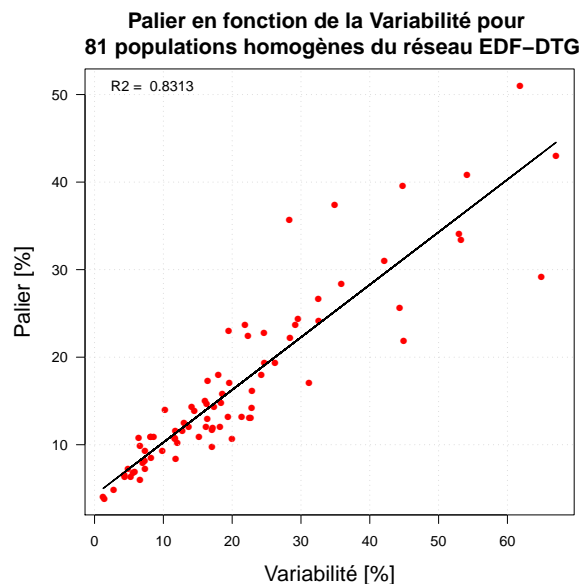
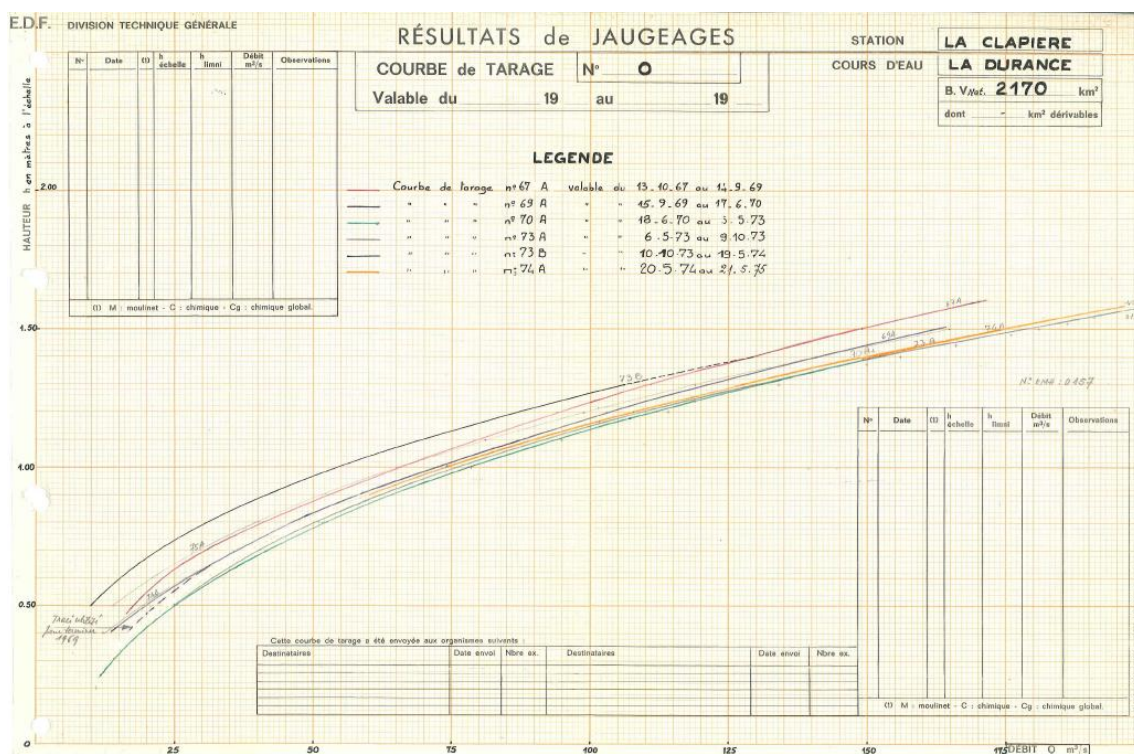


FIGURE 9.19 – Représentation de la Variabilité en fonction du palier calculés pour 81 populations homogènes de jaugeages du réseau EDF-DTG.

Tracé dynamique des courbes de tarage



Courbe de tarage des années 1970 tracée à la main (à l'aide d'un "pistolet") concernant la station hydrométrique de la Durance à la Clapière. Source EDF-DTG.

Sommaire

10.1 Incertitudes "forfaitaires" sur les jaugeages.	130
10.1.1 Incertitudes des jaugeages effectués au moulinet.	130
10.1.2 Incertitudes des jaugeages effectués par dilution.	130
10.1.3 Incertitudes des autres jaugeages et du point de convergence.	131
10.2 Echantillonnage des jaugeages	132
10.2.1 Sélection des analogues hydrauliques de chaque jaugeage	132
10.2.2 Avec l'hypothèse de la zone de convergence	133
10.3 Méthode de tracé des N courbes de tarage finales.	135
10.3.1 Pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean.	135
10.3.2 Pour d'autres stations hydrométriques du réseau EDF-DTG.	139
10.4 Etudes des paramètres a, b et h_0 des courbes de tarage générées.	139
10.4.1 La gestion dynamique même pour les stations les plus stables.	139
10.4.2 Signification des paramètres a , b et h_0 .	140
10.4.3 Vers un modèle final de vieillissement des intervalles de confiance.	142
10.5 Comparaison avec la gestion historique des courbes de tarage	142

10.1 Incertitudes "forfaitaires" sur les jaugeages.

Un différent degré d'incertitude est attribué à chaque jaugeage selon la méthode utilisée lors de la mesure. Aussi, la gamme de débit mesurée est également prise en compte puisque par exemple les jaugeages de crue sont beaucoup plus incertains que les jaugeages situés dans une gamme de débit moyenne. Ainsi, des valeurs d'incertitudes sont établies au seuil de confiance de 70%.

10.1.1 Incertitudes des jaugeages effectués au moulinet.

Une incertitude située entre 2.5% et 5% au seuil de confiance de 70% sera attribuée à chacun des jaugeages effectués au moulinet (saumon, micro-perche) selon la gamme de débit mesurée (Le Coz *et al.*, 2012; ISO748, 2007).

10.1.2 Incertitudes des jaugeages effectués par dilution.

Une étude a été effectuée sur plus de 80 jaugeages effectués par dilution à débit constant (traceur Rhodamine WT) en considérant leurs incertitudes respectives. L'incertitude de chaque jaugeage a été expertisée par un calcul d'erreur sur le débit reposant exclusivement sur la dispersion des résultats obtenus, et non sur l'analyse des différentes sources d'erreurs.

L'expression du débit de la rivière tient compte de la cinétique et s'écrit :

$$Q = kqC_{ref}, \quad (10.1)$$

où q est le débit d'injection, $C_{ref} = C_2/C_1$ est la concentration relative de Rhodamine WT dans la rivière, C_1 est la concentration en RWT de la solution mère injectée, C_2 est la concentration en RWT de l'échantillon prélevé dans la rivière et k est le coefficient de cinétique.

Le débit Q étant le produit de $n = 3$ facteurs x_i ($x_i = q, k$ ou C_{ref}) sa variance s'écrit :

$$\sigma_Q^2 = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial Q}{\partial x_i} \right]^2 \sigma_{x_i}^2 = \left[\frac{\partial Q}{\partial q} \right]^2 \sigma_q^2 + \left[\frac{\partial Q}{\partial C_{ref}} \right]^2 \sigma_{C_{ref}}^2 + \left[\frac{\partial Q}{\partial k} \right]^2 \sigma_k^2 \quad (10.2)$$

Le facteur q est indépendant des facteurs k et C_{ref} . En revanche k et C_{ref} s'obtiennent tous les deux en utilisant des valeurs de fluorescence. Certaines caractéristiques inhérentes au fluorimètre, telles que son bruit de fond, induisent ainsi une covariance $\frac{\partial^2 Q}{\partial k \partial C_{ref}}$ entre k et C_{ref} . La variance du débit s'exprime donc en toute rigueur :

$$\sigma_Q^2 = (C_{ref}k)^2 \sigma_q^2 + (qk)^2 \sigma_{C_{ref}}^2 + (qC_{ref})^2 \sigma_k^2 - 2cov(k, C_{ref}) \quad (10.3)$$

En négligeant le terme de covariance devant chacun des termes de variance :

$$\sigma_Q^2 \approx (C_{ref}k)^2 \sigma_q^2 + (qk)^2 \sigma_{C_{ref}}^2 + (qC_{ref})^2 \sigma_k^2 \quad (10.4)$$

Soit alors :

$$\frac{\sigma_Q^2}{Q^2} \approx \frac{\sigma_q^2}{q^2} + \frac{\sigma_{C_{ref}}^2}{C_{ref}^2} + \frac{\sigma_k^2}{k^2} \quad (10.5)$$

En approchant chacune des sources d'erreur, une incertitude est alors obtenue autour de chacun des jaugages par dilution à débit constant. En triant tous les jaugages par gamme de débit, on résume les résultats dans le tableau 10.1 et la Figure 10.1.

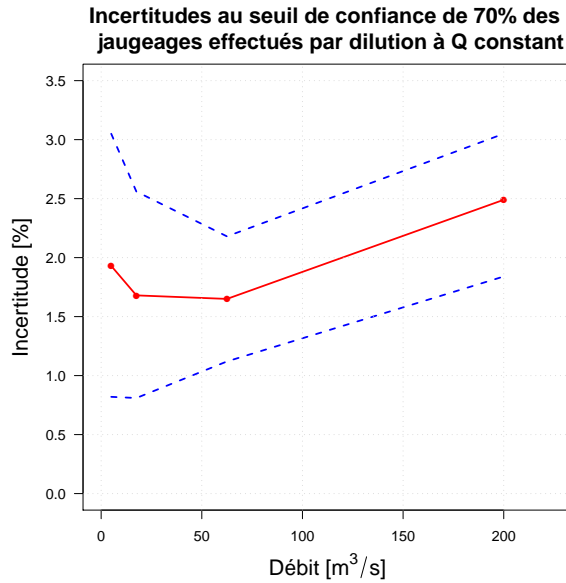


FIGURE 10.1 – Incertitudes au seuil de confiance de 70% des jaugages effectués par dilution à débit constant : étude réalisée sur 84 jaugages.

Ainsi et d'après cette étude, on attribuera une incertitude d'entre 2% et 5% au seuil de confiance de 70% pour les jaugages effectués par dilution à débit constant.

10.1.3 Incertitudes des autres jaugages et du point de convergence.

On souligne ici que le point de convergence se verra attribuer une incertitude de 15% au seuil de confiance de 70% et qu'il sera considéré comme un jaugage dans chaque tracé. Une incertitude de 5% au seuil de confiance de 70% sera attribuée aux jaugages effectués par d'autres

Gamme de Q	Nombre de jaugeages	Q moyen	Moyenne	Ecart-type	Binf	Bsup
<10	51	5	1.93%	1.11%	0.82%	3.05%
$10 < x < 25$	17	17.5	1.68%	0.87%	0.81%	2.56%
$25 < x < 100$	10	62.5	1.65%	0.53%	1.12%	2.18%
>100	6	200	2.49%	0.55%	1.94%	3.05%

TABLE 10.1 – Incertitudes au seuil de confiance de 70% des jaugeages selon la méthode utilisée lors de la mesure et la gamme de débit jaugée.

méthodes (radar...).

Il est primordial d’insister sur le fait que ces valeurs d’incertitudes sont forfaitaires, et qu’évidemment l’idéal serait de disposer d’une valeur d’incertitude expertisée pour chacun des jaugeages. Dans la littérature, différents travaux se sont penchés sur ces questions relatives aux incertitudes des jaugeages (Le Coz *et al.*, 2012; ISO748, 2007; Forray *et al.*, 1998). Des études commencent à voir le jour sur cette thématique. Disposer d’une incertitude individuelle pour chaque jaugeage permettrait d’affiner le tracé de chaque courbe de tarage (Le Coz *et al.*, 2012; ISO748, 2007).

10.2 Echantillonnage des jaugeages

10.2.1 Sélection des analogues hydrauliques de chaque jaugeage

Cette étape préliminaire au tracé des courbes de tarage est importante. Elle permet d’aller un cran plus loin dans la segmentation effectuée précédemment. Dans les faits, parmi chaque population homogène de jaugeages détectée par les procédures de segmentation, un ré-échantillonnage sera effectué pour chaque jaugeage.

Si un jaugeage i appartient à une population homogène j , non pas tous les jaugeages de cette population j mais seulement un échantillon d’entre eux sera sélectionné pour le soutenir dans le tracé de sa courbe de tarage. Ces jaugeages sont ici nommés *analogues hydrauliques* du jaugeage i .

Pour sélectionner les analogues hydrauliques d’un jaugeage i appartenant à une population homogène de jaugeages j , il convient tout d’abord de comparer tous les jaugeages de la population homogène j avec leur $CT0_j$ correspondante (Figure 10.2). Cette comparaison consiste à calculer l’écart en débit $\gamma_j(i)$ en [%] entre le débit du jaugeage i et le débit correspondant de la $CT0_j$. γ_j [%] illustre la notion de stabilité de la relation hauteur-débit pour une population homogène de jaugeages donnée.

En prenant en compte une incertitude pour chaque jaugeage, trois valeurs de $\gamma_j(i)$ sont obtenues ($\gamma_{j\text{inf}}(i)$, $\gamma_j(i)$ and $\gamma_{j\text{sup}}(i)$, équations 10.6a, 10.6b et 10.6c).

$$\gamma_{j\text{inf}}(i) = \frac{(Q_{G,i} - Q_{G,i}\sigma_{G,i}) - Q_{CT0_j}(H_{G,i})}{Q_{CT0_j}(H_{G,i})} \quad \text{for } i = 1, \dots, N_j, \quad (10.6a)$$

$$\gamma_j = \frac{Q_{G,i} - Q_{CT0_j}(H_{G,i})}{Q_{CT0_j}(H_{G,i})} \quad \text{for } i = 1, \dots, N_j, \quad (10.6b)$$

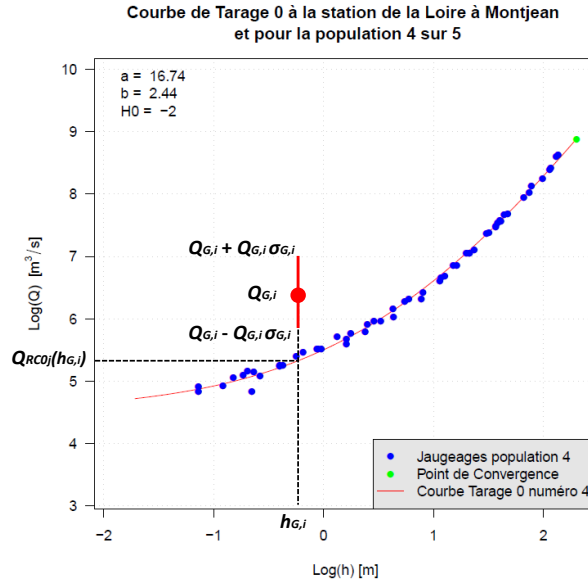


FIGURE 10.2 – Comparaison des jaugeages d’une population homogène j avec leur $CT0_j$ correspondante : calcul de l’écart en débit γ [%].

$$\gamma_{j\sup}(i) = \frac{(Q_{G,i} + Q_{G,i}\sigma_{G,i}) - Q_{CT0_j}(H_{G,i})}{Q_{CT0_j}(H_{G,i})} \quad \text{for } i = 1, \dots, N_j, \quad (10.6c)$$

où j est le numéro de la population homogène de jaugeages détectée par la procédure de segmentation, $\sigma_{G,i}$ est l’incertitude forfaitaire attribuée au jaugeage i , N_j est le nombre de jaugeages appartenant à la population homogène j , $Q_{G,i}$ est le débit du jaugeage i , $Q_{CT0_j}(H_{G,i})$ le débit de $CT0_j$ correspondant à $H_{G,i}$ et $H_{G,i}$ la hauteur d’eau du jaugeage i .

Un échantillon d’analogues hydrauliques est ensuite défini pour chaque jaugeage en identifiant dans la population homogène de points concernée les jaugeages ayant été effectués dans les mêmes conditions hydrauliques : les analogues hydrauliques d’un jaugeage sont les jaugeages qui ont un intervalle $[\gamma_{j\inf}(i), \gamma_{j\sup}(i)]$ qui intersecte celui du jaugeage étudié (Figure 10.3).

La Figure 10.3 illustre la sélection d’analogues hydrauliques d’un jaugeage (le numéro 117) appartenant à la population homogène numéro 4 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean. Dans cet exemple, 37 analogues ont été sélectionnés pour le jaugeage 117. Ces jaugeages seront ceux qui seront utilisés dans le tracé de la courbe de tarage associée au jaugeage 117. Ce protocole est réitéré pour chaque jaugeage de la station hydrométrique considérée, de façon à obtenir un jeu d’analogues hydrauliques pour chaque jaugeage de la station en question.

10.2.2 Avec l’hypothèse de la zone de convergence

En plus d’un point de convergence expertisé avec une des méthodes décrites dans un des chapitres précédents, une zone de convergence peut être définie afin d’affiner le tracé des courbes de tarage à haut débit. Cette zone de convergence est définie à dire d’expert et en choisissant une limite haute de débit à partir de laquelle tous les jaugeages situés au-dessus seront contraints et forcés d’appartenir à chaque tracé de courbe de tarage. Les jaugeages hauts concernés seront donc considérés comme des analogues hydrauliques de chacun des jaugeages. Ils seront présents dans le tracé de chacune des courbes de tarage associées à chacun des jaugeages de la station

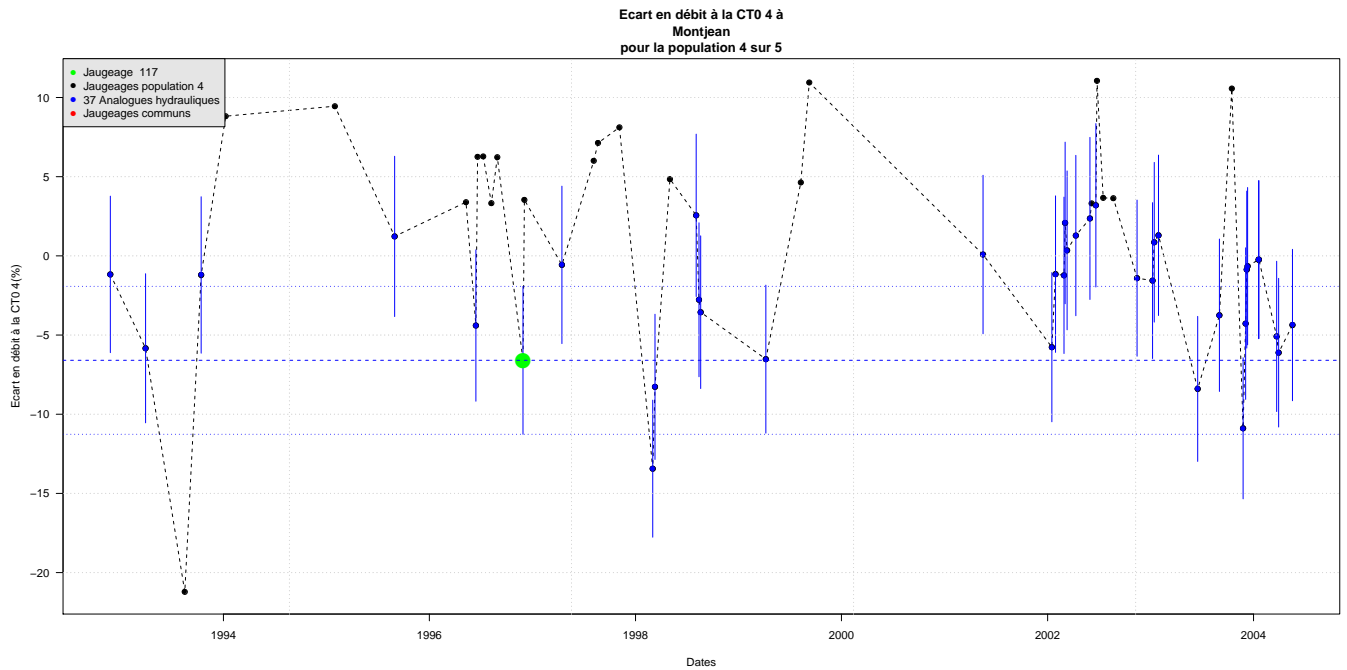


FIGURE 10.3 – Protocole d’obtention des analogues hydrauliques d’un jaugeage. Exemple du jaugeage 117, appartenant à la population homogène de jaugeages 4 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

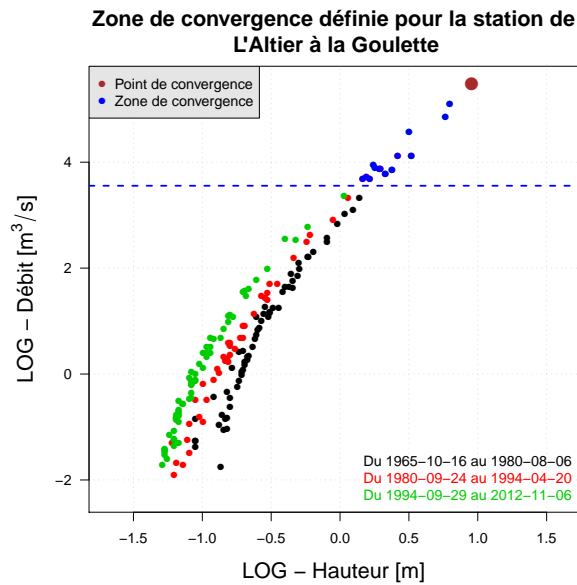


FIGURE 10.4 – Définition de la zone de convergence pour la station hydrométrique de l’Altier à la Goulette.

hydrométrie étudiée.

Dans le cas de la station de l’Altier à la Goulette, cette limite est fixée à $Q = 35\text{m}^3/\text{s}$. Les jaugeages situés au-delà de cette limite appartiendront au tracé de toutes les courbes de tarage (Figure 10.4). Pour cette station, le point de convergence est de $Q = 240\text{m}^3/\text{s}$ pour $h = 2.60\text{m}$.

La Figure 10.5 illustre l'apport de la zone de convergence pour le tracé de la courbe de tarage associée au jaugeage 85 de la station hydrométrique de l'Altier à la Goulette.

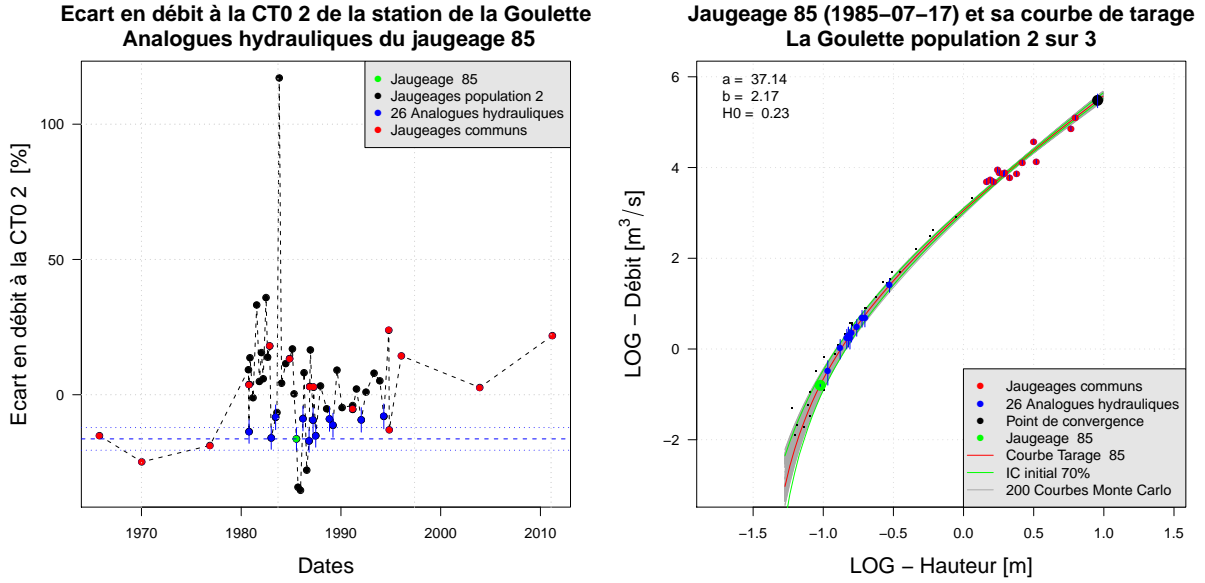


FIGURE 10.5 – Illustration de la zone de convergence pour le tracé de la courbe de tarage associée au jaugeage 85 de la station hydrométrique de l'Altier à la Goulette.

10.3 Méthode de tracé des N courbes de tarage finales.

10.3.1 Pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

On précise tout d'abord ici que tous les jaugeages de la Loire à Montjean, ainsi que le limnigramme de cette station ont été décalé en hauteur de 2.5 [m] afin de pallier aux valeurs de hauteurs négatives existantes venant gêner les calculs logarithmiques.

Une fois les jeux d'analogues hydrauliques sélectionnés pour chaque jaugeage obtenu, il convient de tracer les courbes de tarage parmi eux. Une courbe de tarage est tracée pour chaque jaugeage en prenant en compte ses analogues hydrauliques. Le tracé est effectué par des tirages de Monte Carlo prenant en compte le vieillissement de chaque analogue hydraulique en fonction du nombre de jours qui les sépare du jaugeage étudié.

Pour calculer la courbe de tarage associée au jaugeage i , 200 nouvelles familles de jaugeages sont générées en effectuant 200 simulations de Monte Carlo dans le modèle d'incertitude des analogues hydrauliques du jaugeage i décrit par l'équation 10.7 suivante :

$$Q_{j,k,\text{sim}} \sim \mathcal{N}(\mathbb{E}[Q_{j,k}], \sigma_{G,j,k}^2 + \sigma_{A,j,k}^2(h, t)), \quad (10.7)$$

où j est la population homogène de jaugeages à laquelle appartient le jaugeage i , k le jeu d'analogues hydrauliques du jaugeage i , σ_G l'incertitude forfaitaire attribuée à chaque analogue

hydraulique selon la méthode effectuée lors du jaugeage et la gamme de débit mesurée (et égale à 15% pour le point de convergence), et $\sigma_A(h, t)$ est le vieillissement de chaque analogue hydraulique selon le nombre de jours qui les sépare du jaugeage i . Enfin, $Q_{j,k,\text{sim}}$ est le jaugeage simulé aléatoirement dans le modèle d'incertitude du jaugeage j, k .

Ce protocole de tracé permet d'influencer le passage de la courbe de tarage i plus par les analogues hydrauliques du jaugeage i proches de ce dernier en terme de temps, que par ceux qui sont plus éloignés. Procédé voulu, puisque logique dans la mesure où les conditions hydrauliques ont plus de chance d'être similaires à des intervalles de temps rapprochés.

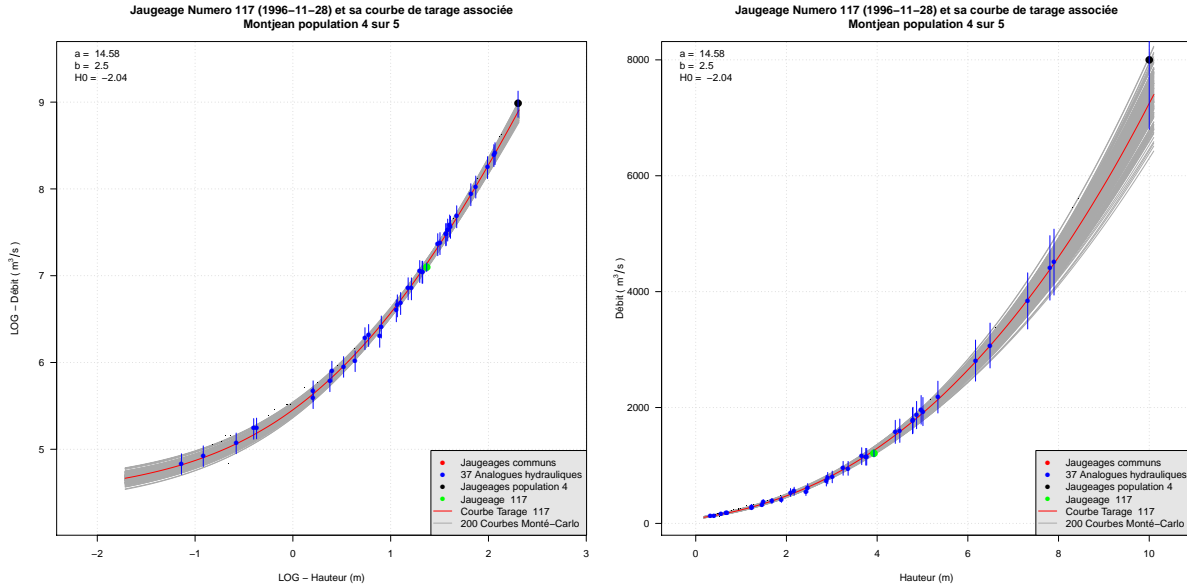


FIGURE 10.6 – Exemple de tracé de la courbe de tarage 117, appartenant à la population homogène de jaugeages 4 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean. Echelle log (gauche) et échelle normale (droite).

Si K analogues hydrauliques ont été sélectionnés pour le jaugeage i , 200 familles de $K + 1$ jaugeages (K analogues hydrauliques et le point de convergence) sont aléatoirement tirés dans une loi normale comme décrite par l'équation 13.4. Ensuite, une loi puissance (mono-segment (Eq. 1.1) ou multi-segment (Eq. 1.2)) est ajustée par la méthode des moindres carrés pour chacune des 200 familles juste créées. La courbe de tarage i sera la médiane en débit des 200 lois puissance juste générées, centimètre par centimètre. Cette approche est réitérée pour chaque jaugeage de la station hydrométrique considérée de manière à obtenir une courbe de tarage pour chaque jaugeage.

La Figure 10.6 donne un exemple de tracé de courbe de tarage pour le jaugeage numéro 117 de la station de la Loire à Montjean. La Figure 10.7 donne quant à elle un exemple de tracé de courbe de tarage par morceaux pour le jaugeage numéro 10 de la station hydrométrique de la Garonne à Lamagistère.

Une fois le protocole de tracé effectué pour chaque jaugeage de la station considérée, une courbe de tarage est alors disponible pour chaque jaugeage. Ci-après, la Figure 10.8 montre le chevelu de courbes de tarage régénérées pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

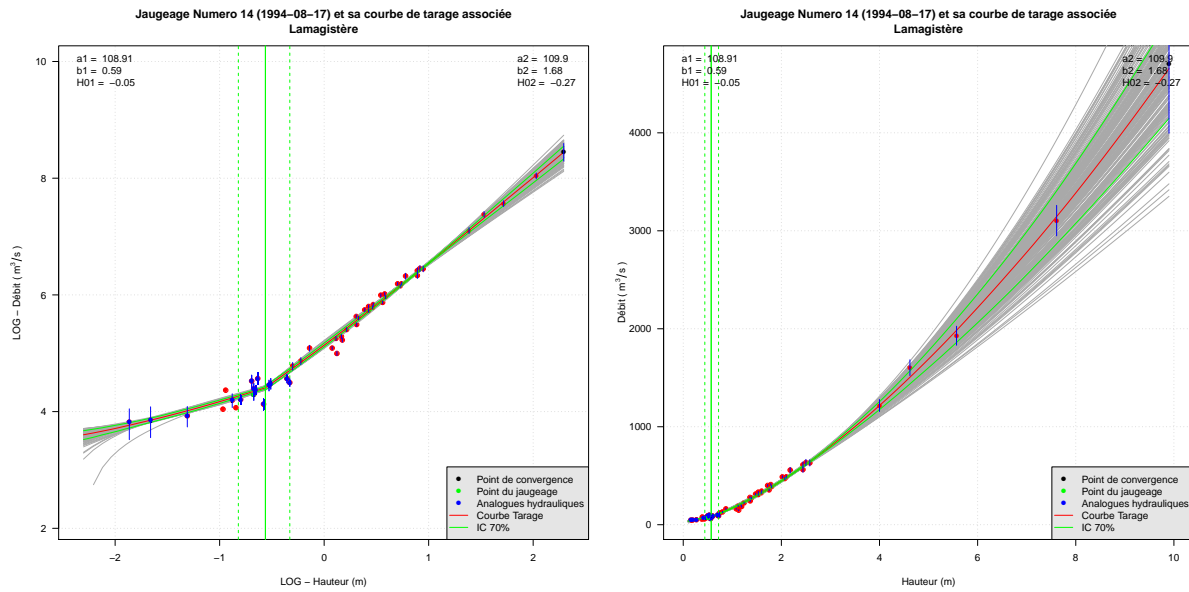


FIGURE 10.7 – Exemple de tracé par morceaux pour le jaugeage 10 de la station hydrométrique de la Garonne à Lamagistère. Echelle log (gauche) et échelle normale (droite).

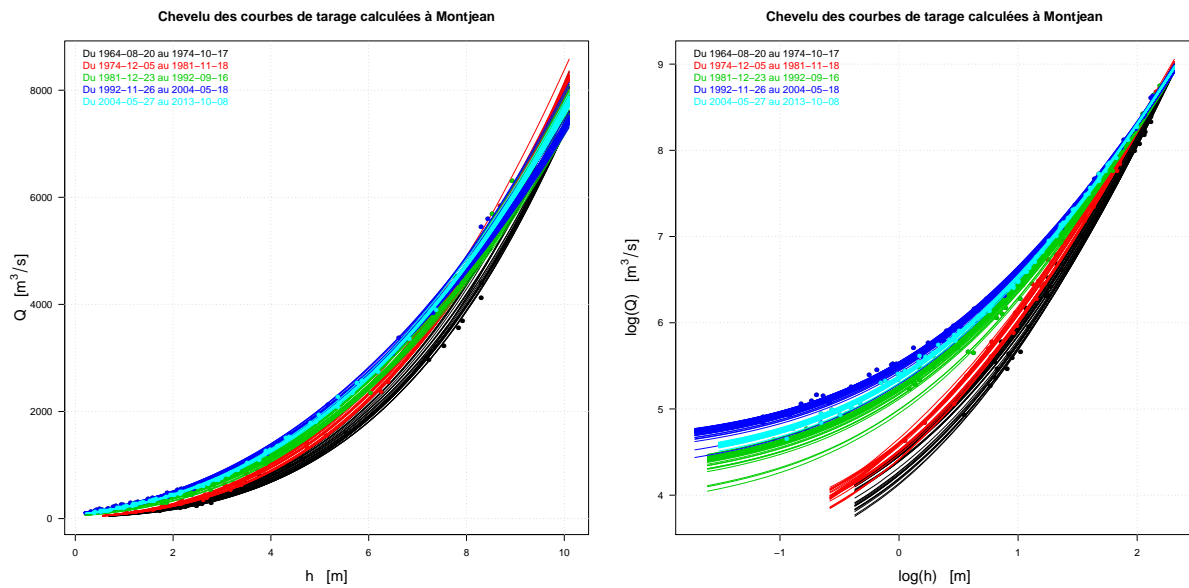


FIGURE 10.8 – Courbes de tarage calculées de façon dynamique pour la Loire à Montjean.

On souligne ici que ce sont ces courbes de tarage finales qui seront utilisées pour calculer le modèle de vieillissement des intervalles de confiance qui sera décrit dans la partie suivante. Ce modèle de vieillissement sera calculé avec une approche variographique utilisant ces courbes de tarage finales. Le lecteur est invité à se référer au chapitre précédent sur l'approche variographique pour se remémorer le protocole de construction des variogrammes (modèle de vieillissement).

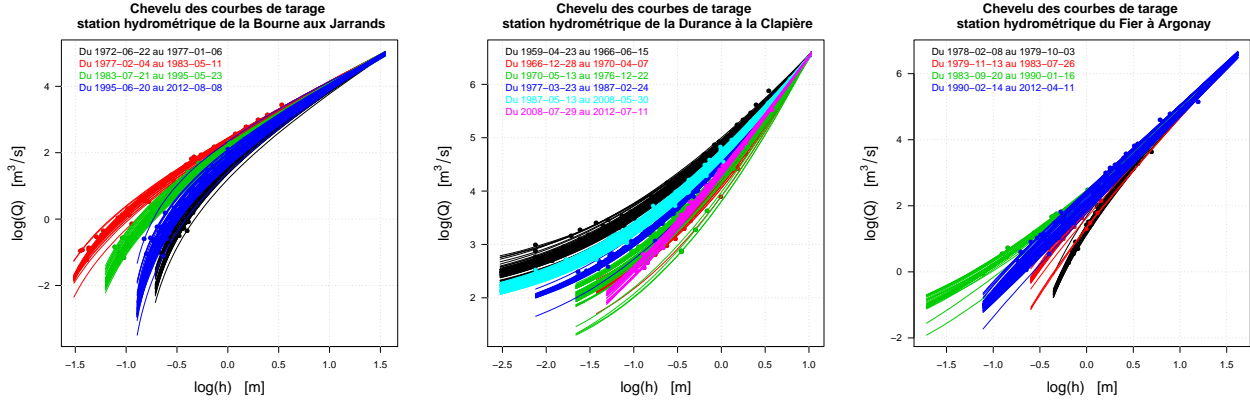


FIGURE 10.9 – Courbes de tarage calculées de façon dynamique pour les stations hydrométriques de la Bourne aux Jarrands (gauche), de la Durance à la Clapière (centre) et du Fier à Argonay (droite) gérées par le CHA.

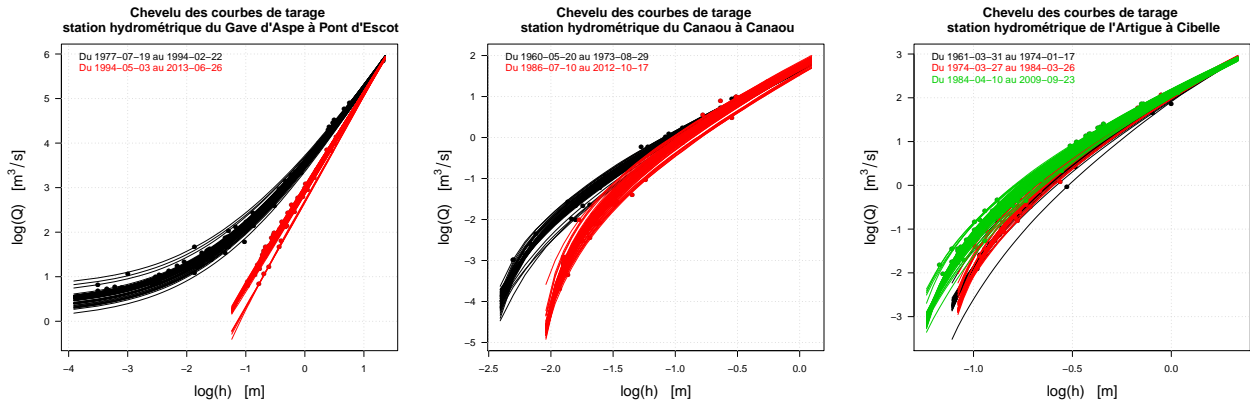


FIGURE 10.10 – Courbes de tarage calculées de façon dynamique pour les stations hydrométriques du Gave d'Aspe à Pont d'Escot (gauche), du Canaou à Canaou (centre) et de l'Artigue à Cibelle (droite) gérées par le CHP.

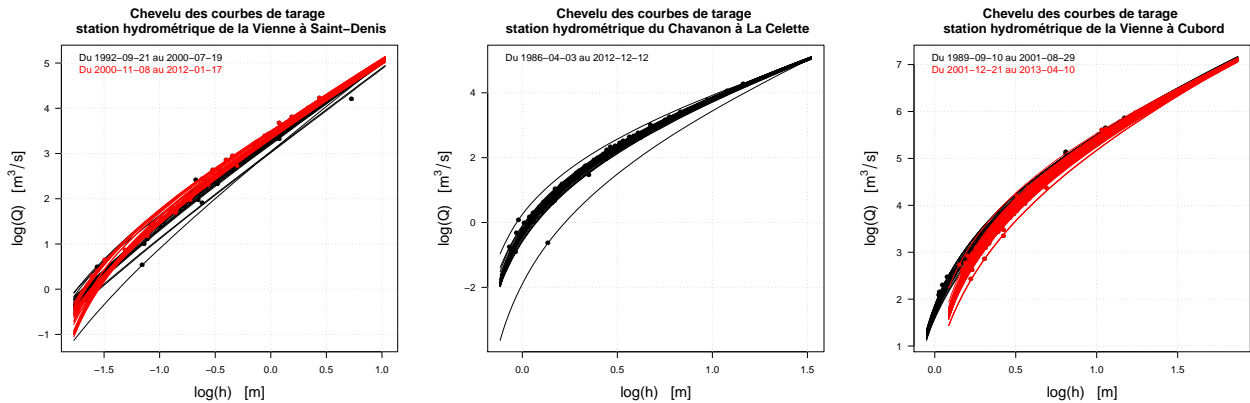


FIGURE 10.11 – Courbes de tarage calculées de façon dynamique pour les stations hydrométriques de la Vienne à Saint-Denis (gauche), du Chavanon à La Celette (centre) et de la Vienne à Cubord (droite) gérées par le CHMC.

10.3.2 Pour d'autres stations hydrométriques du réseau EDF-DTG.

La Figure 10.9 expose le chevelu des courbes de tarage tracées pour trois autres stations hydrométriques du réseau EDF-DTG gérées par le Centre Hydrométéorologique Alpes (CHA), respectivement celle de la Bourne aux Jarrands (gauche), celle de la Durance à la Clapière (centre) et celle du Fier à Argonay (droite).

Le même exercice est effectué pour trois autres stations hydrométriques du réseau EDF-DTG gérées par le Centre Hydrométéorologique Pyrénées (CHP), respectivement celle du Gave d'Aspe à Pont d'Escot (gauche), celle du Canaou à Canaou (centre) et celle de l'Artigue à Cibelle (droite) (Figure 10.10).

Puis pour trois stations hydrométriques du réseau EDF-DTG gérées par le Centre Hydrométéorologique Massif-Central (CHMC), respectivement celle de la Vienne à Saint-Denis (gauche), celle du Chavanon à La Celette (centre) et celle de la Vienne à Cubord (droite) (Figure 10.11).

On réalise en analysant ces figures que la "surface de tarage" est bien parcourue après un calcul de la relation hauteur-débit repensé pour chaque jaugeage des stations hydrométriques citées. La variabilité constatée simplement par une dispersion d'un nuage de jaugeages est comblée par une gestion dynamique de la courbe de tarage. En se penchant sur le graphique concernant la station hydrométrique du Chavanon à La Celette (Figure 10.11 (centre)), on aperçoit une courbe de tarage isolée des autres : on comprend ici à quel point la pertinence des jaugeages est importante avant d'entreprendre une gestion dynamique de la courbe de tarage. Ici le jaugeage attirant la courbe de tarage vers le bas peut être mis en doute. Par contre, si c'est le dernier jaugeage, témoin d'une nouvelle configuration hydraulique, il doit être gardée et la courbe de tarage associée également. En effet dans une telle situation il vaut toujours mieux retracer la courbe de tarage même avec très peu de jaugeages plutôt que d'attendre un certain temps d'en avoir assez.

10.4 Etudes des paramètres a , b et h_0 des courbes de tarage générées.

10.4.1 La gestion dynamique même pour les stations les plus stables.

L'étude des paramètres a , b et h_0 est nécessaire afin de souligner deux idées majeures de ces travaux de thèse :

La première montre que ces trois paramètres doivent changer, pour les stations hydrométriques les plus instables, afin de mieux prendre en compte les variations de conditions d'écoulement et tracer des courbes de tarage plus représentatives des conditions hydrauliques changeantes.

La seconde insiste sur le fait qu'une gestion dynamique est cohérente même pour les stations avec des contrôles hydrauliques stables. Dans ce cas les courbes créées auront juste des paramètres a , b et h_0 similaires : aucune variabilité n'est introduite là où il n'est pas sensé y en avoir avec la gestion dynamique de la courbe de tarage.

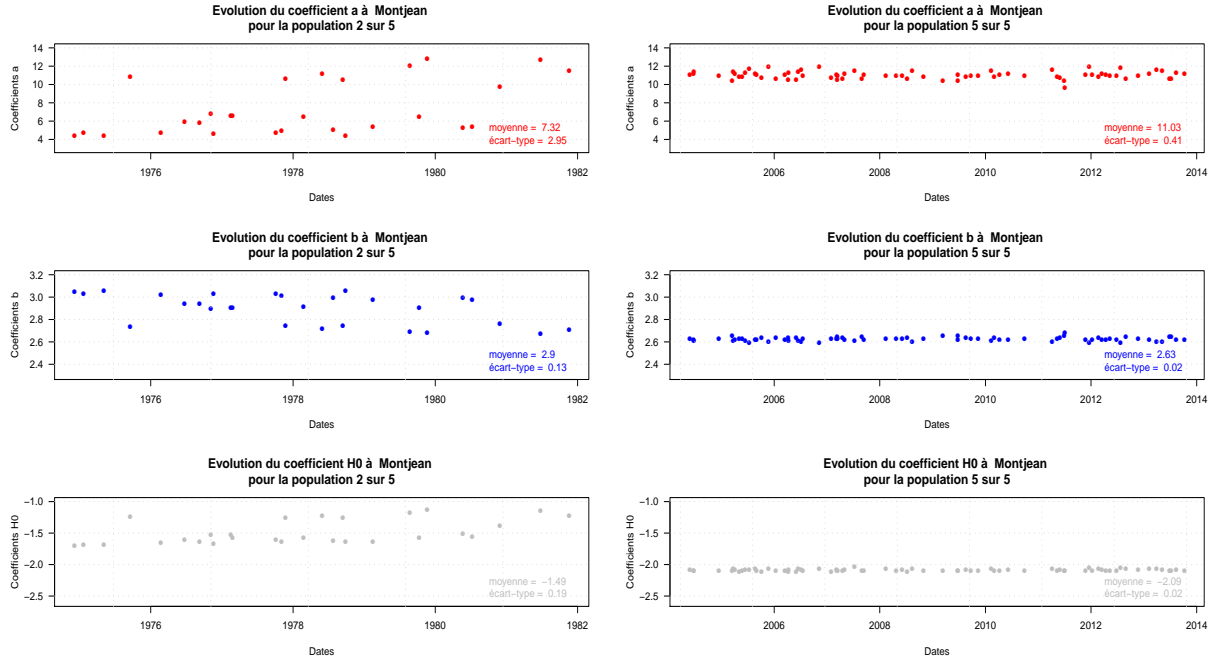


FIGURE 10.12 – Exemples d’évolution des paramètres a , b et h_0 des courbes de tarage pour les populations hydrauliquement homogènes 2 et 5 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

La Figure 10.12 illustre ces deux idées dans le cas de la station hydrométrique de la Loire à Montjean. Elle représente l’évolution des paramètres a , b et h_0 pour la population la moins stable (population 2 sur 5) et la population la plus stable (population 5 sur 5) de cette station hydrométrique. Les moyennes et écart-types des jeux de paramètres sont inscrits sur les graphiques. On remarque alors une certaine variabilité de ces paramètres pour la population 2 (la moins stable), de façon logique puisque ces paramètres doivent évoluer pour rester cohérents avec la variabilité physique du lit de la rivière. A l’inverse, pour la population 5 (reconnue stable), les paramètres sont quasi-égaux.

La gestion dynamique de la courbe de tarage est donc applicable pour tout type de stations hydrométriques, quelle que soit la stabilité de leurs contrôles hydrauliques.

10.4.2 Signification des paramètres a , b et h_0 .

Lorsque le tracé dynamique des courbes de tarage est abouti, des paramètres a , b et h_0 ont été calculés pour chacune d’entre elles. Il s’agit dès lors de rapprocher ces paramètres avec la physique des rivières visées. Dans ce but, le lecteur peut commencer par consulter l’[Annexe B : Hydraulique des écoulements en rivière](#) pour en savoir plus sur la signification théorique de ces trois paramètres. On résume néanmoins quelques informations de la manière suivante :

Pour un tronçon de contrôle rectangulaire (formule de Manning-Strickler) :

$$Q = k_s L \sqrt{J} (h - h_0)^{5/3} \quad (10.8)$$

$$Q = a(h - h_0)^b \text{ avec } a = k_s L \sqrt{J} \text{ et } b = 5/3.$$

Pour un tronçon de contrôle triangulaire (formule de Manning-Strickler) :

$$Q = k_s L \sqrt{J} \tan(\alpha) (h - h_0)^{8/3} \quad (10.9)$$

$Q = a(h - h_0)^b$ avec $a = k_s L \sqrt{J} \tan \alpha$ et $b = 8/3$.

Pour une section de contrôle - déversoir rectangulaire :

$$Q = mL\sqrt{2g}(h - h_0)^{3/2} \quad (10.10)$$

$Q = a(h - h_0)^b$ est donc retrouvée avec $a = mL\sqrt{2g}$ et $b = 3/2$.

Pour une section de contrôle - déversoir triangulaire :

$$Q = m \tan(\alpha) \sqrt{2g} (h - h_0)^{5/2} \quad (10.11)$$

$Q = a(h - h_0)^b$ est donc retrouvée avec $a = m \tan \alpha \sqrt{2g}$ et $b = 5/2$.

La relation hauteur-débit peut donc être traduite par une loi puissance, et ce de façon cohérente que les stations hydrométriques aient pour contrôle hydraulique un tronçon de contrôle (écoulement guidé par la formule de Manning-Strickler) ou une section de contrôle (écoulement répondant à une loi seuil, par exemple un déversoir rectangulaire ou triangulaire). Les origines hydraulique et physique de la loi puissance $Q = a(h - h_0)^b$ sont mises en évidences. Les paramètres a , b et h_0 générés après une simulation dynamique de la courbe de tarage peuvent alors être rapprochées de ces valeurs théoriques et on peut voir s'il y a une corrélation entre les paramètres calculés et la physique de la rivière étudiée.

La Figure 10.12 montre :

Pour la population 2 sur 5 que le paramètre a est situé entre 4 et 14, le paramètre b entre 2.5 et 3.2, et le paramètre h_0 entre -2 et -1.

Pour la population 5 sur 5 que le paramètre a est situé entre 10 et 12, le paramètre b entre 2.6 et 2.7, et le paramètre h_0 entre -2.1 et -2.

L'ordre de grandeur du paramètre h_0 dépend avant tout de l'endroit où a été installée l'échelle limnimétrique. Ses fluctuations par contre sont quant à elles liées aux processus naturels (érosion, sédimentation, végétation) impactant la morphologie du lit de la rivière sur la section de mesure de hauteur d'eau. Dans le cas de la Loire à Montjean, on comprend que les modifications du lit de la rivière étaient moindres pour la population homogène 5 que pour la population homogène 2.

Le coefficient a est un paramètre que l'on pourrait grossièrement qualifier de "fourre-tout". Il comprend les paramètres de vitesses, de frottements, et c'est souvent la valeur de la largeur L qui prédomine dans son évaluation finale. Il peut être décomposé en connaissance des caractéristiques géométriques des rivières.

Enfin, le paramètre b est directement lié à la forme géométrique du contrôle hydraulique. S'il se rapproche de 5/3 cela indique un tronçon de contrôle, s'il se rapproche de 5/2 la forme

de la section de contrôle devrait se rapprocher du triangle, et du rectangle si le paramètre b vaut près de $3/2$. Par exemple, au vu des résultats le contrôle hydraulique des populations 2 et 5 de la Loire à Montjean devrait avoir une géométrie assez proche du triangle.

Dans le cas où la gestion dynamique générerait des coefficients a , b et h_0 douteux, à savoir en non adéquation avec la physique des rivières, se poserait directement la question du tracé des courbes de tarage par morceaux. En traçant les relations hauteur-débit par morceaux après avoir définis différents contrôles, les coefficients retomberaient sur des valeurs se rapprochant de la réalité physique des rivières.

10.4.3 Vers un modèle final de vieillissement des intervalles de confiance.

On ré-insiste ici sur le fait que l'approche variographique décrite au chapitre 9 sera construite à nouveau et à partir des courbes de tarage finales tracées dans ce chapitre. Ainsi sera créé le modèle de vieillissement final qui permettra de faire vieillir les intervalles de confiance autour des estimations de débit avec le temps (chapitre 16).

10.5 Comparaison avec la gestion historique des courbes de tarage

Les Tableaux 10.2 et 10.3 exposent les comparaisons des résultats obtenus avec la gestion historique et avec la gestion dynamique de la courbe de tarage sur six stations hydrométriques du réseau EDF-DTG supposées représentatives de l'ensemble du panel.

Station	Nb de CTs	Nb moyen de jaugeages/CT	Durée moyenne CT [mois]
Arthaz	2	7 24 41	42 124 206
Rocherousse	25	3 8 26	3 16 68
Le Chambon	21	3 8 24	1 12 49
La Goulette	6	13 20 32	35 68 112
La Mûre Argens	17	2 7.3 18	3 16 23
Pont de Manne	12	2 11 24	2 32 93

TABLE 10.2 – Avec la gestion historique de la courbe de tarage. Les nombres verts représentent les *min* et *max* de la catégorie concernée.

Station	Nb de CTs	Nb moyen de jaugeages/CT	Durée moyenne CT [mois]
Arthaz	37	9 26 32	0.3 6 18.7
Rocherousse	158	7 104 166	0.03 2.6 15.2
Le Chambon	212	4 23 42	0.03 1.54 6.8
La Goulette	176	2 21 40	0.03 3.3 16.1
La Mûre Argens	91	2 7 14	0.03 2 6.4
Pont de Manne	105	2 20 88	0.2 3.6 19.7

TABLE 10.3 – Avec la gestion dynamique de la courbe de tarage. Les nombres verts représentent les *min* et *max* de la catégorie concernée.

Ce que l'on remarque en premier, c'est le nombre de courbes de tarage toujours beaucoup plus élevé avec la gestion dynamique qu'avec la gestion historique. Constat évidemment logique puisque les courbes de tarage sont repensées à chaque jaugeage par principe de la gestion dynamique. Ensuite, l'analyse du nombre moyen de jaugeages sélectionnés pour le tracé de chaque courbe de tarage est intéressante. Effectivement on remarque que bien que simulant un nombre plus important de courbes de tarage, la gestion dynamique s'appuie toujours sur plus de jaugeages dans le tracé des courbes :

Pour les stations très stables comme celle de l'Arve à Arthaz, les courbes sont en moyenne tracées avec plus de jaugeages avec la gestion dynamique (26 jaugeages en moyenne par courbe de tarage contre 24). Bien que beaucoup plus de courbes soient tracées, le nombre de jaugeages servant au tracé est plus élevé avec la gestion dynamique. On insiste à nouveau ici sur le fait que les 37 courbes de tarage calculées à Arthaz avec la gestion dynamique possèdent des coefficients a , b et h_0 similaires car la station est très stable.

Pour les stations moyennement stables comme celle de l'Ubaye à Rocherousse la différence est frappante : 104 jaugeages en moyenne par courbe de tarage avec la gestion dynamique contre 8 avec la gestion historique. Ce cas est représentatif des stations moyennement stables du réseau hydrométrique EDF-DTG, bien que cela dépende toujours des méthodes de travail des gestionnaires de station, les courbes de tarage sont toujours plus nombreuses pour prendre en compte la variabilité des conditions d'écoulement, et s'appuient sur beaucoup plus de jaugeages avec la gestion dynamique qu'avec la gestion historique.

Pour les stations très instables comme celle du Verdon à La Mûre Argens le constat est semblable même s'il est moins percutant : plus de courbes de tarage et autant de jaugeages par courbe.

On touche ici du bout du doigt les apports de la gestion dynamique de la courbe de tarage. En traçant toujours plus de courbes de tarage pour adapter les relations hauteur-débit aux variations des conditions d'écoulement et en les construisant avec plus de jaugeages on améliore la robustesse des séries de débits construites grâce à elles.

On souligne ici que les nombres minimum de jaugeages par courbe de tarage (nombres verts sur les Tableaux 10.2 et 10.3) sont dus aux jaugeages se situant en périphérie du nuage principal et qui ont tendance à attirer les courbes de tarage là où il y a peu d'analogues hydrauliques pour venir les soutenir dans le tracé final. Enfin, les durées de vie des courbes de tarage sont toujours beaucoup plus courtes avec la gestion dynamique qu'avec la gestion historique ce qui est rassurant dans la mesure où une durée de vie moyenne de 68 mois des courbes de tarage avec la gestion historique semble beaucoup trop élevé surtout pour une station à caractère instable comme La Goulette. Les 3.3 mois moyens avec la gestion dynamique coïncident plus avec la réalité physique de cette station hydrométrique.

Ces résultats confortent donc l'utilisation de la gestion dynamique de la courbe de tarage. Ils soulèvent néanmoins une question de fond sur l'échantillonnage. Le théorème de Shannon stipule que *"la représentation discrète d'un signal par des échantillons régulièrement espacés exige une fréquence d'échantillonnage supérieure au double de la fréquence maximale présente dans ce signal..."*. Ce théorème insiste une fois de plus sur l'importance de la fréquence des jaugeages pour représenter dignement le signal de fond, à savoir les séries temporelles de débit.

Conclusion de la seconde partie

La méthode proposée suggère un nouveau mode de tracé des courbes de tarage. Elle introduit la notion de gestion dynamique de ces dernières en traçant une nouvelle courbe de tarage (relation hauteur-débit) à chaque nouveau jaugeage prenant ainsi en considération la variabilité des conditions d'écoulement. L'incertitude de chaque jaugeage est prise en compte pour la sélection de ses analogues hydrauliques qui le supporteront dans la tracé. Si la station est instable, la sélection des analogues hydrauliques sera différente pour chaque jaugeage impliquant un tracé de courbes de tarage différentes palliant à la variabilité des conditions d'écoulement. Si le contrôle hydraulique de la station est stable, la sélection des analogues hydrauliques sera quasi-similaire pour chaque jaugeage et le tracé dynamique générera des courbes de tarage semblables, n'impliquant pas de variabilité de la relation hauteur-débit là où il n'est pas sensé y en avoir.

Les hypothèses

Cette méthode passe par l'établissement de certaines hypothèses plus ou moins criticables car perfectibles comme celle de la zone de convergence, celle du tracé des courbes par morceaux et l'incertitude forfaitaire attribuée à chaque jaugeage. D'autres, disant que le jaugeage est le meilleur témoin de la relation hauteur-débit au moment où il est effectué, que l'information apportée par ce dernier vieillit avec le temps, et qu'il faille par conséquent tracer une courbe de tarage pour chaque jaugeage de la station en question viennent nourrir le modèle créé.

Par perfectible on entend ici que chacune de ces hypothèses peut être affinée selon la station étudiée afin de se rapprocher au plus près de la physique de la rivière concernée. Par exemple, une zone de convergence bien définie à haut débit apportera de la cohérence et de la robustesse pour le tracé haut débit. De même, et en cohérence avec les études en développement, une incertitude non plus forfaitaire mais spécifique pour chaque jaugeage préciserait le tracé sur toute la gamme de débit observée. Enfin, le choix d'un tracé de courbes par morceaux peut être préférable pour pallier certaines situations. On souligne que malgré ces pistes d'amélioration ces hypothèses débouchent sur un tracé fiable et en adéquation avec l'hydraulique des stations hydrométriques étudiées.

Caractérisation de la stabilité des contrôles hydrauliques

La caractérisation de la stabilité des contrôles hydrauliques des stations du réseau EDF-DTG montre que la plupart d'entre eux sont qualifiés de "modérément stables" à "instables"

après établissement de leurs dérivées et de leurs variabilités. Par conséquent, ce constat justifie l'établissement d'un tracé dynamique des courbes de tarage afin de faire face à la variabilité des conditions d'écoulement. On souligne ici que le réseau étudié étant majoritairement situé en montagne, présentant alors des cours d'eau torrentiels, cette observation coïncide avec la réalité.

La segmentation d'un nuage de jaugeages en familles homogènes

En détectant des ruptures brusques (glissement de terrain, crues) et en segmentant le nuage de jaugeage initial (nuage 0) en plusieurs populations hydrauliquement homogènes, on recherche les jaugeages ayant été effectués avec un même contrôle hydraulique. Certaines procédures de segmentation (Hubert *et al.*, 1989; Kehagias et Fortin, 2006) ont été testées avec succès dans ce but et se sont montrées capables de détecter des ruptures justifiables par la physique même des rivières concernées. Cette segmentation permettra par la suite de sélectionner des familles de jaugeages hydrauliquement cohérentes pour soutenir le tracé de chaque courbe de tarage.

L'approche variographique : vieillissement des jaugeages

Faire vieillir le jaugeage est une étape primordiale dans le tracé dynamique des courbes de tarage. Cela permet de donner plus de poids et de crédibilité aux jaugeages les plus récents et à la situation étudiée. Un premier tracé dit "grossier" de courbes a été créé pour alimenter une approche variographique en fonction du temps permettant l'obtention d'un modèle de vieillissement des jaugeages.

Le tracé dynamique des courbes de tarage

Enfin, un tracé final des courbes de tarage a été effectué. En sélectionnant pour chaque jaugeage, une famille de jaugeages hydrauliquement cohérents avec ce dernier (les analogues hydrauliques), une courbe de tarage a pu être tracée pour chaque jaugeage, en s'appuyant sur ses analogues hydrauliques vieilliss grâce au modèle de vieillissement précédemment construit. Le tracé est effectué par des tirages de Monte Carlo dans le modèle d'incertitudes des analogues hydrauliques concernés et vieilliss (on tire des jaugeages, puis le tracé est effectué par régressions linéaires). On souligne que c'est ce tracé final qui sera utilisé pour construire un second modèle de vieillissement, celui des courbes de tarage.

Ce modèle de tracé dynamique des courbes de tarage traduit de manière assez réaliste ce qui se passe sur les stations hydrométriques, en prenant en considération leurs vies, et l'historique des jaugeages effectués sur chacune d'entre elles. Une fois le tracé effectué, la question des incertitudes autour des courbes de tarage, mais également autour de chaque prédiction de débit faite par ces dernières se pose. La partie suivante s'y consacrera entièrement. Elle décrira le modèle d'incertitudes établi dans ces travaux. Elle montrera également comment ce modèle d'incertitudes peut apporter une aide à la gestion des points de mesure en apportant des indices de qualité et de suivi des stations hydrométriques.

Troisième partie

Le modèle d'incertitudes

Description du modèle d'incertitudes

« Il se noie plus de gens dans les verres que dans les rivières. »

de Georg Christoph Lichtenberg

Le concept d'incertitude est relativement nouveau dans l'histoire de la mesure. Pendant des décennies il était question du "calcul d'erreur", et il faut bien comprendre la nature fondamentalement différente entre les concepts d'erreur et d'incertitude. On admet aujourd'hui, que lorsqu'on a évalué la totalité des composantes de l'erreur connues ou soupçonnées et que les corrections appropriées ont été appliquées, il subsiste encore une incertitude sur la validité du résultat annoncé car les corrections sont faites le mieux possible mais ne sont jamais parfaites.

Le métrologue a pour objectif d'annoncer un résultat proche de la valeur vraie. Pour atteindre cet objectif, il diminuera les erreurs systématiques en appliquant des corrections. Il diminuera les erreurs aléatoires en répétant son processus de mesure.

Cette nouvelle approche a été initiée en 1980 par un groupe de travail constitué dans le cadre du Bureau International des Poids et Mesures (BIPM). Elle a conduit en 1993 à la publication d'un guide ISO, le Guide pour l'expression de l'incertitude de mesure, communément appelé le GUM pour Guide to Uncertainty in Measurement. Ce guide est disponible en ligne gratuitement avec ses suppléments sur le site du BIPM. Il a été repris sous forme de norme européenne et donc française sous la référence [NFENV13005](#) (1999).

Sommaire

12.1 Quand le résultat de mesure est une variable aléatoire	150
12.1.1 Cas d'un échantillon tiré d'une population	150
12.1.2 Niveau de confiance des erreurs aléatoires	151
12.2 Estimation de l'incertitude de mesure selon le GUM	151
12.2.1 Evaluations de type A	152
12.2.2 Evaluations de type B	152
12.2.3 Loi de composition des incertitudes	152
12.3 L'évaluation de l'incertitude de mesure et la méthode GUM . . .	153
12.3.1 Erreurs systématiques connues (en principe)	154
12.3.2 Erreurs systématiques inconnues ou erreurs de tolérance	154
12.3.3 Erreurs aléatoires	155
12.3.4 Erreurs grossières	155
12.4 Revue bibliographique sur les incertitudes autour des données de débit	155
12.5 Le modèle d'incertitudes de ces travaux de thèse.	156
12.5.1 Intervalle de confiance initial autour des courbes de tarage.	157
12.5.2 Incertitudes des courbes de tarage après t jours	158

12.1 Quand le résultat de mesure est une variable aléatoire

12.1.1 Cas d'un échantillon tiré d'une population

Si on réalise par exemple N mesures d'une même grandeur (la population est théoriquement infinie puisqu'on pourrait faire autant de mesures qu'on désire...), la situation est caractérisée par les paramètres suivants :

- la moyenne de l'échantillon μ , cette moyenne étant elle-même affectée d'une incertitude.

- l'écart-type de l'échantillon σ . L'écart type est également affecté d'une incertitude puisqu'il variera d'un échantillon à l'autre. L'écart-type de la moyenne est $\sigma_\mu = \sigma/\sqrt{N}$.
- un facteur d'élargissement k en fonction d'un intervalle de confiance désiré. L'incertitude pour un niveau de confiance donné sera : *incertitude* = $\pm k\sigma$.

12.1.2 Niveau de confiance des erreurs aléatoires

Le niveau de confiance en % correspond à la probabilité qu'une mesure se trouve dans un certain domaine de confiance sous la courbe de Gauss. Le niveau de confiance caractérise donc le domaine de dispersion des mesures entachées d'erreurs aléatoires par rapport à la valeur moyenne de la série de mesures concernée.

Un niveau de confiance de par exemple $(1-\alpha) = 95.45\%$ signifie qu'une mesure va se trouver dans le domaine de deux écarts-types de part et d'autre de la valeur moyenne avec une probabilité de 95.45%. On précise que α est ici la probabilité résiduelle, qui englobe donc les valeurs estimées "improbables" par l'expérimentateur.

Lorsque le caractère statistique a une distribution normale gaussienne, donc au moins grossièrement en forme de cloche, on trouve :

- environ 68% de la population dans l'intervalle $[\bar{x} - \sigma, \bar{x} + \sigma]$.
- environ 95% de la population dans l'intervalle $[\bar{x} - 2\sigma, \bar{x} + 2\sigma]$.
- environ 99,7% de la population dans l'intervalle $[\bar{x} - 3\sigma, \bar{x} + 3\sigma]$.

12.2 Estimation de l'incertitude de mesure selon le GUM

Le GUM *"prend bien soin de distinguer les termes "erreur" et "incertitude". Ils ne sont pas synonymes mais représentent des concepts différents. Ils ne doivent pas être confondus ou utilisés à tort l'un pour l'autre"*. En effet, pour détecter une erreur, il faut connaître la valeur exacte, appelée "valeur vraie". Et généralement, on ne connaît pas la valeur vraie d'une grandeur donnée. On ne peut donc pas déterminer l'erreur.

La notion d'incertitude est différente. Elle se veut opérationnelle. Pour le GUM, l'incertitude *"caractérise la dispersion des valeurs qui pourraient raisonnablement être attribuées"* à la grandeur mesurée. Elle est exprimée à l'aide d'un écart-type.

Bien entendu, il est possible d'avoir une distribution de valeurs avec une grande incertitude et une valeur moyenne proche de la valeur vraie, même si on ne le sait pas. C'est même le but de tout mesurage. On entend ici par mesurage l'action de mesurer. Inversement, on peut, malheureusement, obtenir un mesurage avec une faible incertitude qui est erroné et avoir une valeur moyenne très éloignée de la valeur vraie.

Pour détecter d'éventuelles erreurs et les corriger au mieux, il faut tester les instruments de mesure ainsi que la procédure mise en place. Il est possible par exemple de faire des tests à l'aide d'étalons qui donnent une valeur de référence. Quand ce n'est pas possible, on peut utiliser un autre instrument pour comparer. Dans les laboratoires de mesure qualifiés, on a aussi souvent recours à des essais inter-laboratoires. Et quand il s'agit d'une mesure pionnière en recherche,

une validation par un autre laboratoire est indispensable. Le GUM distingue deux façons de procéder pour l'évaluation des incertitudes, les évaluations de type A et B.

12.2.1 Evaluations de type A

Le GUM définit l'évaluation de type A de l'incertitude comme étant *"l'évaluation d'une composante de l'incertitude de mesure par une analyse statistique des valeurs mesurées obtenues dans des conditions définies de mesurage"*. C'est le cas où l'opérateur fait toute une série de mesures. Le traitement des erreurs est statistique : moyenne, écart-type... Cette analyse statistique se fait lorsqu'on a peu d'indications sur les sources d'erreurs.

Cette estimation de type A ne contient pas toute l'incertitude. Par exemple si on demande à une personne de mesurer plusieurs fois la longueur d'une table en bois, si chaque mesurage est fait avec le même mètre l'incertitude sur l'instrument de mesure n'est pas incluse. En revanche, si l'on change de mètre à chaque fois, elle l'est. Dans le premier cas, il faut l'ajouter en prenant en compte les indications du fabricant de l'instrument de mesure.

On peut imaginer aussi mesurer la longueur de la table avec un instrument plutôt grossier : il ne sert à rien de multiplier les mesurages si l'on trouve toujours le même résultat. Dans ce cas aussi, il faut trouver une autre méthode pour estimer l'incertitude.

12.2.2 Evaluations de type B

Lorsqu'il est difficile, voire impossible de faire un calcul statistique (cas de la mesure unique) l'opérateur doit chercher et évaluer les sources d'erreurs. Le constructeur de l'instrument de mesure fournit des données telles que la casse de l'appareil, le calibre, la résolution. Il est nécessaire d'avoir une connaissance générale sur l'expérience.

L'évaluation de type B de l'incertitude est définie très simplement dans le GUM comme *"l'évaluation d'une composante de l'incertitude de mesure par d'autres moyens qu'une évaluation de type A de l'incertitude"*.

Les incertitudes de type B proviennent de tables, de valeurs trouvées dans la littérature scientifique ou des spécifications des fabricants d'instruments de mesure... Si les valeurs données ont été établies en suivant le GUM, il suffit de reprendre la valeur indiquée, en la divisant, le cas échéant, par le facteur d'élargissement k . Sans information spécifique, la loi de densité de probabilité associée est alors supposée normale.

12.2.3 Loi de composition des incertitudes

Dans certains cas complexes, il faut souvent combiner les méthodes de type A et de type B pour obtenir une meilleure évaluation de l'incertitude. Le GUM conduit à considérer que tout résultat de mesure est une variable aléatoire que l'on caractérise grâce à deux paramètres : la valeur annoncée qui est l'estimateur de l'espérance mathématique de la variable aléatoire "résultat de mesure" et l'incertitude-type qui est l'estimateur de l'écart-type de la variable "résultat de mesure".

Ceci s'applique aussi bien au résultat de mesure proprement dit qu'à chacun des "ingrédients" utilisés pour calculer ce résultat de mesure (moyenne des lectures de l'instrument,

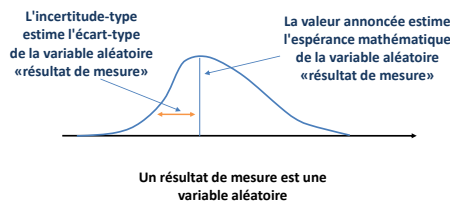


FIGURE 12.1 – Explication du concept d'incertitude.

corrections d'étalonnage, corrections d'environnement, constantes physiques...). Si on désigne Y notre résultat de mesure on peut toujours modéliser notre processus de mesure sous la forme :

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_N), \quad (12.1)$$

où X_1, X_2, X_N représentent les grandeurs d'entrée. Par exemple, X_1 pourra correspondre à la moyenne des lectures de l'instrument, X_2 pourra représenter une correction d'étalonnage et X_3 une correction compensant une erreur systématique due à une grandeur d'influence.

Chacune de ces grandeurs d'entrée est connue avec un certain doute (ou incertitude), et chacun de ces doutes va se "propager" pour engendrer un doute (ou une incertitude) sur le résultat de mesure annoncé Y , ceci est le principe de la loi de propagation des incertitudes. Cette loi s'écrit de la manière suivante :

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^N \left[\frac{\partial f}{\partial x_i} \right]^2 u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N \frac{\partial f}{\partial x_i} \frac{\partial f}{\partial x_j} u(x_i, x_j), \quad (12.2)$$

où les variances sont notées $u^2(x)$, les covariances $u(x_i, x_j)$ et les incertitudes-types (ou écarts-types) $u(x_i)$.

La question qui se pose alors est d'évaluer les termes de la forme $u^2(x)$ ou $u(x_i, x_j)$. C'est dans ce but que le Guide a proposé les deux familles de méthodes de type A et B qui viennent d'être décrites.

12.3 L'évaluation de l'incertitude de mesure et la méthode GUM

Mesurer : attribuer à une propriété observée une valeur numérique en la comparant directement ou indirectement à un étalon.

Grandeur physique : propriété observable caractérisant un objet, un système ou un état physique. Par exemple, la masse d'un corps caractérise son inertie. L'expression d'une grandeur physique comprend trois éléments indissociables : une valeur numérique, une unité et une incertitude.

La grandeur que l'on veut mesurer s'appelle le mesurande. Une mauvaise définition de la grandeur est elle-même source d'erreurs. Il faut considérer qu'il serait nécessaire de fournir une

Catégories d'erreurs	Autre désignation	Abréviation
1. Erreurs systématiques connues	Erreur corrigible	$+\Delta a$ ou $-\Delta a$
2. Erreurs systématiques inconnues	Erreur de tolérance	Δa
3. Erreurs aléatoires	Erreur de dispersion Ecart-type	Mesures dans les intervalles $1\sigma, 2\sigma, 3\sigma$
4. Erreurs grossières	Valeurs exceptionnelles	Mesures en dehors de l'intervalle 3σ

TABLE 12.1 – Rappel et notions des différentes catégories d'erreurs.

infinité de précisions pour définir d'une manière exhaustive la grandeur objet du mesurage.

Examinons un exemple simple : si on demande à un observateur de mesurer la longueur d'une cale étalon de un mètre. Avons-nous donné suffisamment de précisions ? Certainement pas, déjà, la température à laquelle nous souhaitons que l'on exprime le résultat n'a pas été précisée, et cela n'est pas toujours suffisant. Si le système d'observation a une justesse et une fidélité de l'ordre du micromètre, cela sera certainement suffisant mais si ses performances sont cent fois meilleures il faudra préciser la position de la cale par rapport à la direction de l'accélération de la pesanteur, en effet verticalement, la longueur de la cale est plus courte que posée horizontalement sur un plan puisqu'elle se comprime sous l'effet de sa propre masse...

Les différents types d'erreurs pouvant être référencés sont repris dans le tableau 12.1.

12.3.1 Erreurs systématiques connues (en principe)

Moyenne qui résulterait d'un nombre infini de mesurages du même mesurande, effectués dans les conditions de répétabilité, moins une valeur vraie du mesurande. L'erreur systématique est égale à l'erreur moins l'erreur aléatoire. Comme la valeur vraie, l'erreur systématique et ses causes ne peuvent pas être connues complètement.

Les erreurs systématiques connues peuvent être corrigées dans le résultat. D'un point de vue statistique, la mesure corrigée (signe pris en compte) est plus proche de la vraie valeur que la mesure non corrigée. Lorsque la correction a été effectuée, les erreurs systématiques connues ne font plus partie de l'indication d'incertitude de mesure.

Quelques exemples d'erreurs systématiques connues : Les erreurs de graduation d'échelle sont des erreurs systématiques, si une balance indique déjà quelques grammes lorsque le plateau n'est pas chargé toutes les mesures fournissent une valeur trop élevée, une montre avance de 2 minutes : l'erreur est positive et la correction négative...

12.3.2 Erreurs systématiques inconnues ou erreurs de tolérance

Les erreurs systématiques inconnues sont typiquement les tolérances des instruments de mesures, elles sont transmises avec le signe \pm et ne peuvent normalement pas être diminuées par détermination de leur valeur moyenne.

Quelques exemples d'erreurs systématiques inconnues : Dans le cadre d'une mesure de longueur, la température de l'objet n'est pas mesurée. On sait cependant qu'au cours des mesures, la température se trouvait dans la tolérance de ± 1 degré par rapport à la température

de référence de 20 degrés, une jauge possède une grandeur nominale de 30mm et une indication de tolérance de $\pm 1\text{mm}$, les indications de tolérance d'un dessin technique...

12.3.3 Erreurs aléatoires

Les erreurs aléatoires sont dues à des fluctuations des conditions environnementales au cours de la mesure. Les erreurs au cours d'une série de mesures sont par conséquent inconnues, tant du point de vue de leur intensité que de leur signe. On dit que les mesures fluctuent autour de leur valeur moyenne. On qualifie ces erreurs aléatoires par leur écart-type.

Lors de mesures répétées et affectées d'erreurs aléatoires au cours d'une série, on trouve que :

- Les erreurs aléatoires fluctuent de manière imprévisible.
- Les mesures d'une même série fluctuent par rapport à leur valeur moyenne.
- A moins que l'histogramme des mesures ne prouve le contraire, on considérera que la dispersion des erreurs aléatoires obéit en règle générale à une répartition donnée par la courbe de Gauss.

Exemple d'erreur aléatoire : La mesure du temps avec un chronomètre. L'erreur vient du temps de réaction de l'expérimentateur au démarrage et à l'arrêt du chronomètre. Comme ce temps de réaction n'est pas toujours le même, la valeur mesurée peut être surévaluée ou sous-évaluée. On comprend qu'une répétition des mesures puisse atténuer l'erreur aléatoire.

12.3.4 Erreurs grossières

Les erreurs grossières sont quant à elles des valeurs aberrantes obtenues lors d'une quelconque mesure. Libre choix à l'opérateur de supprimer et/ou de réitérer sa mesure.

12.4 Revue bibliographique sur les incertitudes autour des données de débit

Une étude bibliographique complètement dédiée à la littérature concernant le calcul des incertitudes autour des données de débit existe ([Le Coz, 2012](#)). Entièrement consacrée à la bibliographie concernant les incertitudes des courbes de tarage, cette étude retrace de manière pertinente et exhaustive les sujets et travaux concernant ce domaine. On encourage alors fortement le lecteur à la consulter pour plus d'informations.

En fin d'analyse [Le Coz \(2012\)](#) fait un état des lieux d'une méthode idéale afin d'exprimer l'incertitude associée à la mesure de débit instantanée issue des courbes de tarage. Cette méthode idéale devrait suivre les consignes suivantes :

- L'expression de l'incertitude devrait être conforme à la norme ISO GUM ([NFENV13005, 1999](#)) ou à toute autre norme méthodologique pour l'analyse d'incertitude. Si possible, la meilleure pratique est d'exprimer l'incertitude sous la forme de fonction de densité de probabilité.
- L'analyse hydraulique de la relation hauteur-débit physique à un site doit être quantifiée, même grossièrement, et prise en compte dans l'analyse de la courbe de tarage. Et c'est d'autant plus important pour les gammes de faibles et de forts débits où la relation

hauteur-débit doit être extrapolée au-delà de la partie jaugée.

- L’analyse d’incertitude des jaugeages devrait être réalisée de manière rigoureuse et individuelle et prise en compte dans l’analyse de la courbe de tarage.
- La non-stationnarité de la relation hauteur-débit due à des changements temporaires ou permanents du régime hydraulique de référence doit être quantifiée dans l’analyse d’incertitude, en continu ou périodiquement, selon la cause physique de la non-stationnarité.
- L’incertitude sur le débit instantané issue des courbes de tarage devrait être calculée en prenant en compte l’incertitude sur la mesure de hauteur d’eau due à des effets d’écoulement transitoires ou de remous par exemple.

12.5 Le modèle d’incertitudes de ces travaux de thèse.

Nous travaillerons dans la suite de ces travaux avec des incertitudes au seuil de confiance de 70% en accord avec la charte qualité de l’hydrométrie (Forray *et al.*, 1998). On souligne néanmoins que tous les intervalles de confiance générés pourront être élargis à tout autre seuil de confiance, à 95% par exemple.

Nous supposons que la variable aléatoire modélisant le débit $Q(h, t)$ suit une loi normale de moyenne $\mu(h)$ et de variance $\sigma^2(h, t)$.

On a choisi cette distribution à cause des multiples analyses de régression utilisées pour déterminer les paramètres des courbes de tarage. En plus de ça, l’hypothèse de normalité pour l’estimation des débits à partir de courbes de tarage a été largement utilisée dans la littérature.

On considère que la variance est composée de trois termes indépendants les uns des autres : l’incertitude sur le relevé de la hauteur d’eau $Ir^2(h)$, l’incertitude sur le tracé des courbes de tarage $Se^2(h)$ et un terme d’incertitude simulant le vieillissement $\sigma_A^2(h, t)$. En ce qui concerne le vieillissement, l’incertitude d’une prédiction de débit à partir d’une courbe de tarage devrait intuitivement augmenter avec le temps après la date d’établissement de la courbe de tarage. Ce fait est par conséquent modélisé en ajoutant un composant dépendant du temps à la variance de la distribution de l’estimation de débit :

$$Q(h, t) \sim \mathcal{N} [\mu(h), \sigma^2(h, t) = Ir^2(h) + Se^2(h) + \sigma_A^2(h, t)], \quad (12.3)$$

où,

- $Ir^2(h)$ est la variance modélisant l’incertitude sur la mesure de hauteur d’eau.
- $Se^2(h)$ est la variance modélisant l’incertitude sur le tracé des courbes de tarage, et qui prend en compte l’incertitude de chaque jaugeage σ_G .
- $\sigma_A^2(h, t)$ est la variance modélisant le vieillissement des courbes de tarage (agrandissant les intervalles de confiance) et obtenu avec une analyse variographique.
- $\mu(h)$ est le débit estimé par une courbe de tarage et pour une hauteur d’eau h .
- $Q(h, t)$ est la variable aléatoire modélisant le débit.

Le modèle d’incertitudes décrit dans ces travaux prend donc en compte l’incertitude des jaugeages σ_G , l’incertitude sur la mesure de hauteur d’eau Ir , l’incertitude sur le tracé des

courbes de tarage Se et le vieillissement de ces dernières σ_A .

En utilisant cette équation et une hypothèse de normalité, un intervalle de confiance de niveau $(1 - \alpha)$ peut être construit autour de chaque estimation de débit :

$$Q(h, t) = \mu(h) + \epsilon(h, t), \quad (12.4)$$

où,

$$\epsilon(h, t) = \epsilon_{Se}(h) + \epsilon_{Ir}(h) + \epsilon_A(h, t), \quad (12.5)$$

avec,

$$\epsilon_{Se}(h) \sim \mathcal{N}(0, Se^2(h)), \quad (12.6a)$$

$$\epsilon_{Ir}(h) \sim \mathcal{N}(0, Ir^2(h)), \quad (12.6b)$$

$$\epsilon_A(h, t) \sim \mathcal{N}(0, \sigma_A(h, t)^2), \quad (12.6c)$$

Puisque $\mu(h)$ est le débit estimé par une courbe de tarage et pour une hauteur d'eau h :

$$\mathbb{E}[Q(h, t)] = \mu(h), \quad (12.7)$$

et,

$$P[q_{\alpha/2} < Q(h, t) < q_{1-\alpha/2}] = 1 - \alpha, \quad (12.8)$$

où q_p est le p^{eme} quantile de la distribution normale définie précédemment. Dans notre cas, $\alpha = 0.3$.

12.5.1 Intervalle de confiance initial autour des courbes de tarage.

L'intervalle de confiance initial à 70% autour des courbes de tarage est la combinaison de deux termes d'incertitudes : celui lié à la mesure de hauteur d'eau Ir , et celui lié au tracé des courbes de tarage Se . Cette intervalle de confiance initial à 70% est calculé pour chaque courbe de tarage, donc pour chaque jaugeage par principe de la méthode de tracé dynamique proposée dans ces travaux. Ce calcul suppose l'indépendance des différents termes d'incertitudes. Comme décrit dans les paragraphes précédents le facteur d'élargissement k peut être choisi en fonction du niveau de confiance souhaité. Nous prendrons $k = 1$ dans ces travaux afin d'être au seuil de confiance de 70%. On choisit ce niveau de confiance car le terme Ir est plus facile à appréhender au seuil de confiance de 70%. Mais bien sûr sous l'hypothèse de normalité, l'utilisateur est libre de travailler au seuil de confiance de 90% ou 95%.

$$IC_{initial\ 70\%} = [\mu(h) \pm \mu(h)k\sqrt{Ir(h)^2 + Se(h)^2}], \quad (12.9)$$

où $\mu(h)$ représente l'estimation de débit avec les courbes de tarage pour la hauteur d'eau h . Cet intervalle de confiance initial à 70% ($k = 1$) représente l'incertitude calculée autour de chaque courbe de tarage à leur date d'établissement.

12.5.2 Incertitudes des courbes de tarage après t jours

L'approche variographique en fonction du temps est ensuite utilisée pour calculer le vieillissement σ après t jours des courbes de tarage et permettant ainsi d'obtenir l'intervalle de confiance final à 70%, supposant ici encore l'indépendance des différents termes d'incertitude.

$$IC_{final\ 70\%} = [\mu(h) \pm \mu(h)k\sqrt{Ir(h)^2 + Se(h)^2 + \sigma_A(h, t)^2}], \quad (12.10)$$

où $\sigma_A(h, t)$ représente le vieillissement des courbes de tarage calculé avec une approche variographique pour la gamme de hauteurs du barème de la courbe de tarage et une période t . Pour une hauteur d'eau donnée, $\sigma_A(h, t)$ dépend du nombre de jours écoulés depuis la date d'établissement de la courbe de tarage concernée pour la prédiction de débit.

L'intervalle de confiance final à 70% représente l'incertitude calculée autour de chaque courbe de tarage après un certains temps t après leurs dates d'établissement.

Les différents termes d'incertitude

« *Si les poissons ne dormaient pas, à quoi servirait le lit des rivières ?* »

d'un brillant Anonyme

Sommaire

13.1 Incertitude sur la mesure de hauteur d'eau Ir	160
13.2 Incertitude sur le tracé des courbes de tarage Se	163
13.3 Vieillessement σ_A	164
13.3.1 Autour des courbes de tarage	165
13.3.2 Autour des chroniques de débit	166

13.1 Incertitude sur la mesure de hauteur d'eau Ir

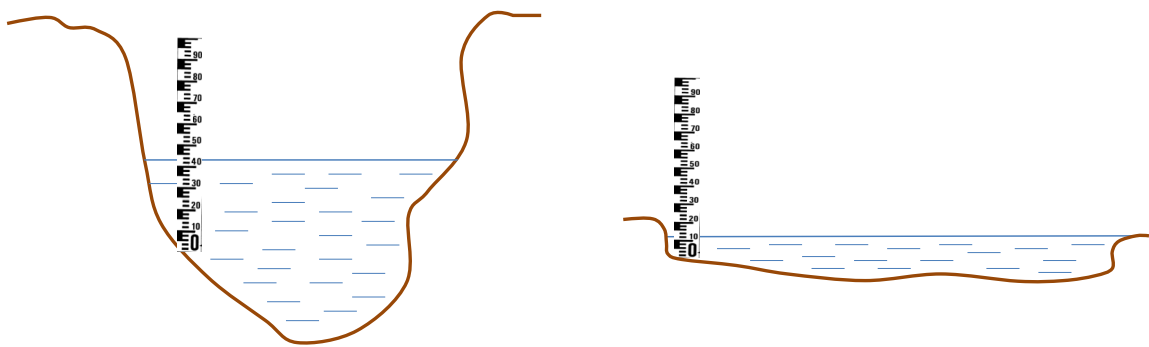
Sur une station, il faut distinguer :

- La sensibilité du site ou qualité de la section de mesure (calculée à partir de la courbe de tarage),
- La précision des capteurs utilisés,
- La qualité du suivi temps réel du site, qui correspond à l'adéquation du calage du capteur à la cote échelle limnimétrique de référence, et qui dépend de la stabilité de la relation hauteur-débit.

La sensibilité de la station est d'autant meilleure qu'une grande variation de la hauteur lue à l'échelle correspond à une faible augmentation du débit traversant la section de l'échelle. La sensibilité représente la capacité d'une section à contrôler et à détecter les faibles variations de débit. Une station sera donc dite sensible si le poids du centimètre est faible à bas débit, c'est-à-dire si une grande variation de hauteur représente une faible variation de débit.

$$S = \Delta Q / Q / cm, \quad (13.1)$$

La sensibilité de la mesure peut être estimée à partir des courbes de tarage en analysant la variation de débit (ΔQ) pour une variation du niveau d'eau (Δh), données par la courbe de tarage. Une variation Δh de 1 [cm] est souvent considérée comme la précision de la mesure de hauteur sur site. Le calcul $\Delta Q / Q$ pour $\Delta h = 1$ [cm] donne la sensibilité de la mesure, sans unité (souvent exprimée en %). La précision augmente généralement quand le débit augmente.



(a) Section étroite et profonde : **très sensible** (b) Section large et peu profonde : **peu sensible**

FIGURE 13.1 – Sensibilité d'une section.

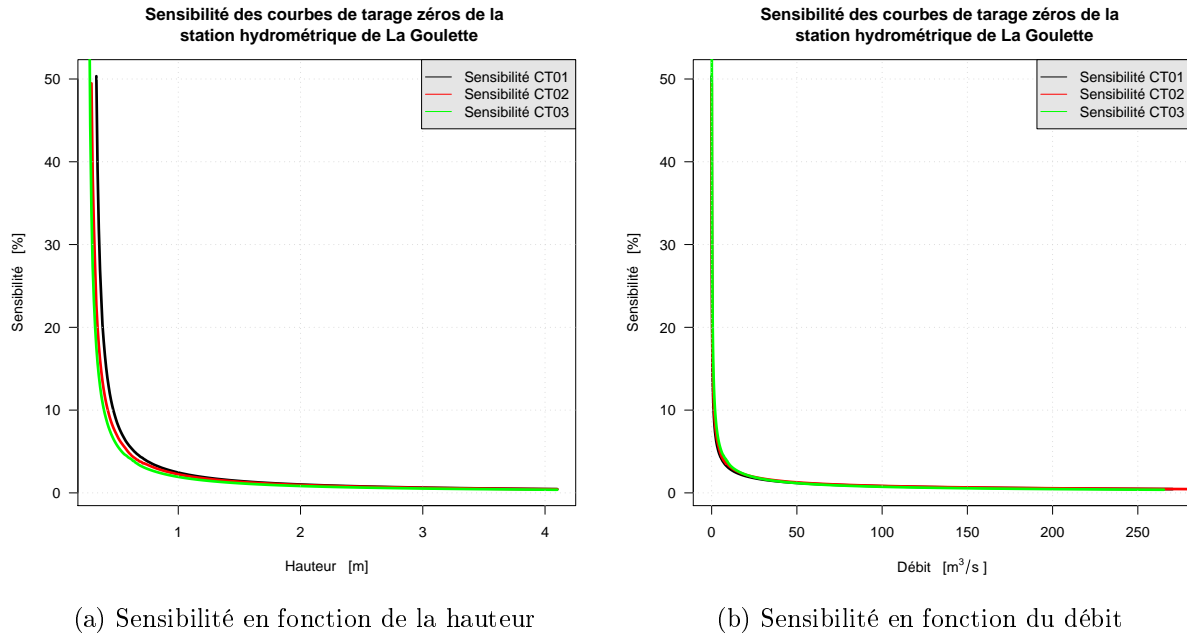


FIGURE 13.2 – Sensibilité autour des CT0s de la station hydrométrique de la Goulette.

La station hydrométrique de La Goulette est un exemple de station ayant une sensibilité relativement bonne à bas débit. A partir d'une hauteur d'eau d'une vingtaine de centimètres, qui correspond à un débit de 10 l/s, une variation de lecture de 1 [cm] de la hauteur d'eau fait varier le débit de 10 [%]. Seuls les très faibles débits sont mesurés avec une imprécision supérieure à 25 [%].

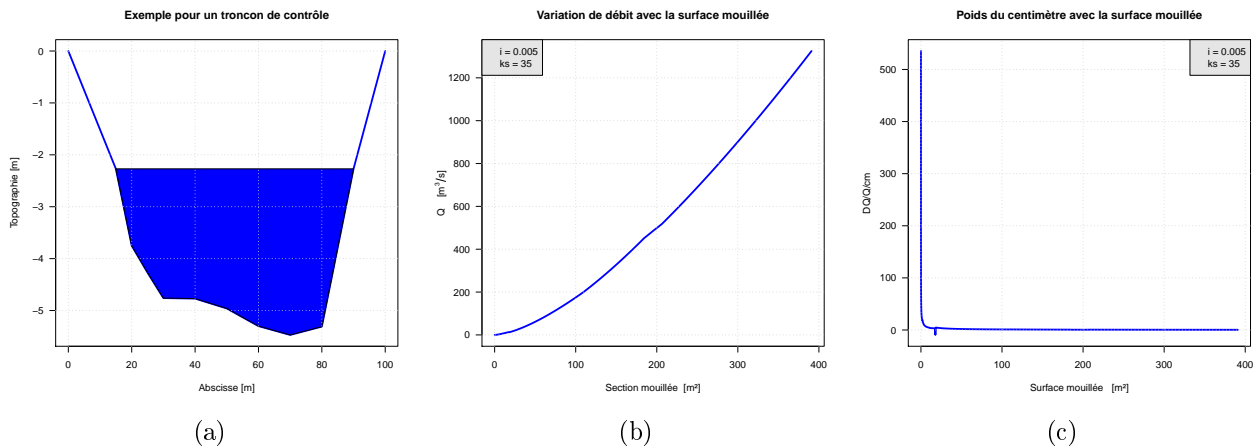


FIGURE 13.3 – Justification de l'hypothèse du point de convergence pour un tronçon de contrôle.

Pour les tronçons de contrôle Prenons l'exemple de la classique formule de Manning-Strickler (équation 13.2) pour illustrer cette hypothèse du point de convergence. La relation de Manning-Strickler est la suivante :

$$Q = k_s S_m R_H^{2/3} \sqrt{J} \quad (13.2)$$

Pour une section donnée topographiquement connue, on peut calculer la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m pour chaque hauteur d'eau possible dans la section. On obtient alors une valeur du rayon hydraulique $R_H = S_m/P_m$ pour chaque hauteur d'eau plausible dans la section de départ.

En prenant un coefficient de Strickler k_s de 35 et une pente J de 0.005, on obtient alors grâce à la relation de Strickler une valeur de débit $[m^3/s]$ pour chacune des hauteurs d'eau. On peut donc étudier les graphiques $Q = f(S_m)$ et $\Delta Q/Q/cm = f(S_m)$ représentés sur les graphiques ci-dessus (Figure 13.3).

On remarque alors qu'une variation de 1 cm de la hauteur d'eau engendre une variation de débit dans la section conséquente uniquement pour les hauteurs les plus faibles (notion de sensibilité de la relation hauteur-débit). Lorsque les hauteurs d'eau augmentent, cet écart en débit se réduit jusqu'à devenir quasi-nul pour les hauteurs les plus élevées : ce processus conforte l'hypothèse de convergence décrite ci-dessus.

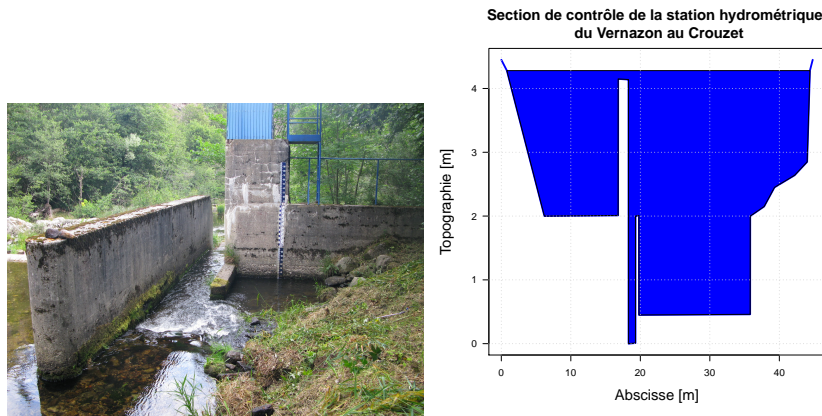


FIGURE 13.4 – Validation de l'hypothèse du point de convergence sur une section de contrôle. Source EDF-DTG.

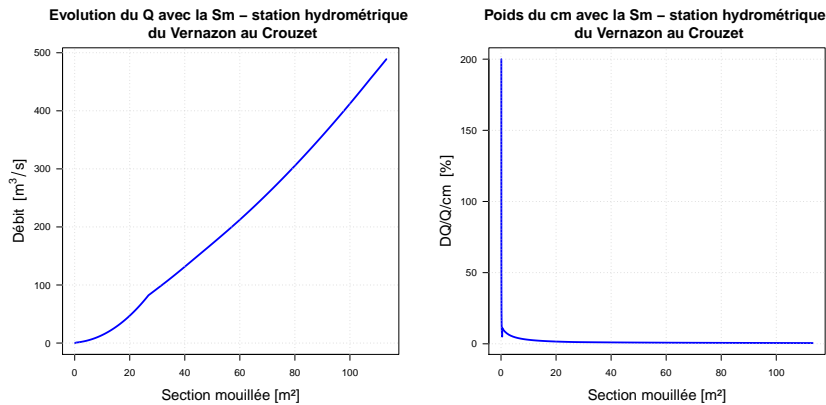


FIGURE 13.5 – Validation de l'hypothèse du point de convergence sur une section de contrôle : celle de la station hydrométrique du Vernazon au Crouzet.

Pour les sections de contrôle En prenant l'exemple de la station hydrométrique du Vernazon au Crouzet (section de contrôle avec passe bas débit), le constat est le même : une variation

de 1 cm de la hauteur d'eau engendre une variation de débit dans la section conséquente uniquement pour les hauteurs les plus faibles. Lorsque les hauteurs d'eau augmentent, cet écart se réduit jusqu'à devenir quasi-nul pour les hauteurs les plus élevées. Les débits ont été calculés ici avec la courbe de tarage en vigueur de la station.

La part d'incertitude liée à la mesure de la hauteur et à la sensibilité S de la station est alors :

$$Ir = S\sqrt{P^2 + C^2}, \quad (13.3)$$

Où :

S est la sensibilité de la station. C'est la variation qui correspond à l'unité de lecture en hauteur (le centimètre ou le demi-centimètre au mieux), elle est d'autant meilleure qu'une grande variation de la hauteur lue à l'échelle correspond à une faible augmentation du débit traversant la section de l'échelle.

P est la précision des capteurs. Elle est directement fonction des caractéristiques du matériel installé sur la section de mesure. Elle est fournie à partir de données du constructeur et des certificats d'étalonnage et est de l'ordre du centimètre.

C est le calage des capteurs. Il traduit la qualité du suivi temps réel du site, et il correspond à l'adéquation entre la cote à l'échelle limnimétrique de référence, et celle affichée et/ou enregistrée sur le capteur. Sa précision est directement celle de la lecture échelle. Elle est indépendante de la précision P de l'appareil de mesure lui-même. C est de l'ordre du centimètre également.

Sur la base des éléments des paragraphes précédents, l'incertitude relative Ir associée à la qualité globale de la station de mesure $\Delta Q/Q$ est supposée à 70% selon les paramètres P et C choisis. Cette incertitude traduit la qualité globale de la donnée transmise en temps réel sur la station.

13.2 Incertitude sur le tracé des courbes de tarage Se

Le terme d'incertitude Se lié au tracé des courbes de tarage est obtenu en calculant les quantiles 15% et 85% des 200 courbes obtenues pour chaque jaugeage par des simulations de Monte Carlo dans le modèle d'incertitude de leurs analogues hydrauliques.

Effectivement, pour calculer la courbe de tarage associée au jaugeage i , 200 nouvelles familles de jaugeages sont générées en effectuant 200 simulations de Monte Carlo dans le modèle d'incertitude des analogues hydrauliques du jaugeage i décrit par l'équation suivante :

$$Q_{j,k,\text{sim}} \sim \mathcal{N}(\mathbb{E}[Q_{j,k}], \sigma_{G,j,k}^2 + \sigma_{A,j,k}^2(h, t)), \quad (13.4)$$

où j est la population homogène de jaugeages à laquelle appartient le jaugeage i , k le jeu d'analogues hydrauliques du jaugeage i , σ_G l'incertitude forfaitée attribuée à chaque analogue hydraulique selon la méthode utilisée lors du jaugeage et la gamme de débit mesurée (et égale à 15% pour le point de convergence), et $\sigma_A(h, t)$ est le vieillissement de chaque analogue hydraulique selon le nombre de jours qui les sépare du jaugeage i . Enfin, $Q_{j,k,\text{sim}}$ est le jaugeage

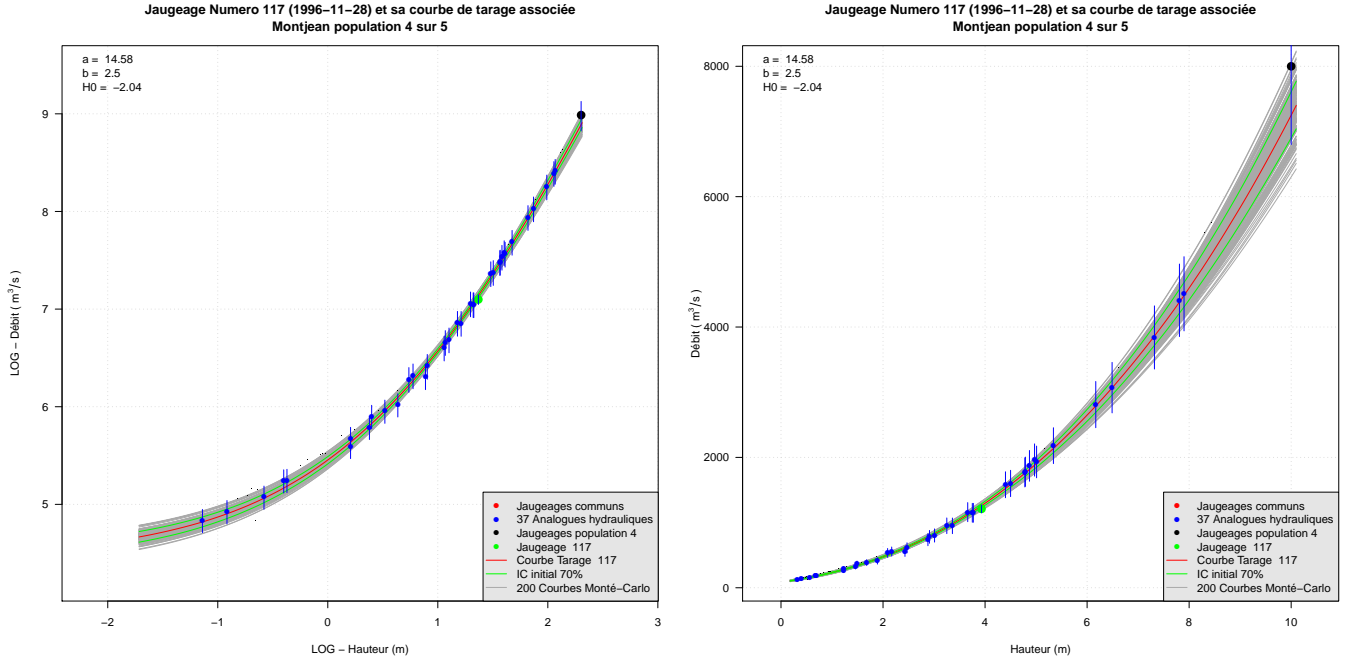


FIGURE 13.6 – Obtention de l'intervalle de confiance initial Se autour des courbes de tarage. Exemple de la courbe de tarage associée au jaugeage 117, appartenant à la population homogène de jaugeages 4 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

simulé aléatoirement dans le modèle d'incertitude du jaugeage j, k .

Si K analogues hydrauliques ont été sélectionnés pour le jaugeage i , 200 familles de $K + 1$ jaugeages (K analogues hydrauliques et le point de convergence) sont aléatoirement tirés dans une loi normale comme décrite par l'équation précédente. Une loi puissance est ensuite ajustée par la méthode des moindres carrés pour chacune des 200 familles juste créées.

La courbe de tarage i est la médiane des 200 lois puissance juste générées et le terme d'incertitude Se , incertitude initiale autour de chaque courbe de tarage, est donné par les quantiles 15% et 85% de ces 200 lois puissance.

Cette approche est réitérée pour chaque jaugeage de la station hydrométrique considérée de manière à obtenir un intervalle de confiance initial Se autour de chaque courbe de tarage générée.

13.3 Vieillessement σ_A

Comme on l'a dit et répété le long de ces travaux, le lit de certaines rivières gérées par EDF n'est pas stable dans le temps. Ceci implique que les débits prédits par les courbes de tarage sont de moins en moins précis à mesure que la section de mesure limnimétrique change. En effet, la courbe de tarage n'est plus valide lorsque la section de la rivière a changé de façon importante. De ce fait, le modèle classique d'évaluation de l'incertitude n'est plus adéquat. Dans ce chapitre, on réutilisera l'approche variographique présentée précédemment pour estimer l'incertitude d'un débit prédit par la courbe de tarage en fonction du vieillissement de cette dernière. Le terme de vieillissement étant noté σ_A .

Le défi est ici d'estimer l'incertitude d'un débit calculé par une courbe de tarage en incorporant le vieillissement de cette dernière. Autrement dit, serait-il possible de déterminer l'incertitude d'un débit prédit par une courbe de tarage dont la date de début de validité est antérieure d'un temps t à la date de prédiction, cela dans un contexte de prédiction en temps réel ?

13.3.1 Autour des courbes de tarage

L'approche variographique est réutilisée. En utilisant les courbes de tarage finales obtenues de façon dynamique (une par jaugeage), des variogrammes sont recalculés. On rappelle brièvement la méthode de construction des variogrammes pour la compréhension du lecteur :

- On choisit une gamme de hauteurs cohérente avec la station hydrométrique étudiée.
- Les courbes de tarage finales donnent des chroniques de débit pour une hauteur donnée.
- Les chroniques de débit pour une hauteur donnée sont utilisées pour calculer le variogramme (modèle de vieillissement) de la hauteur considérée.

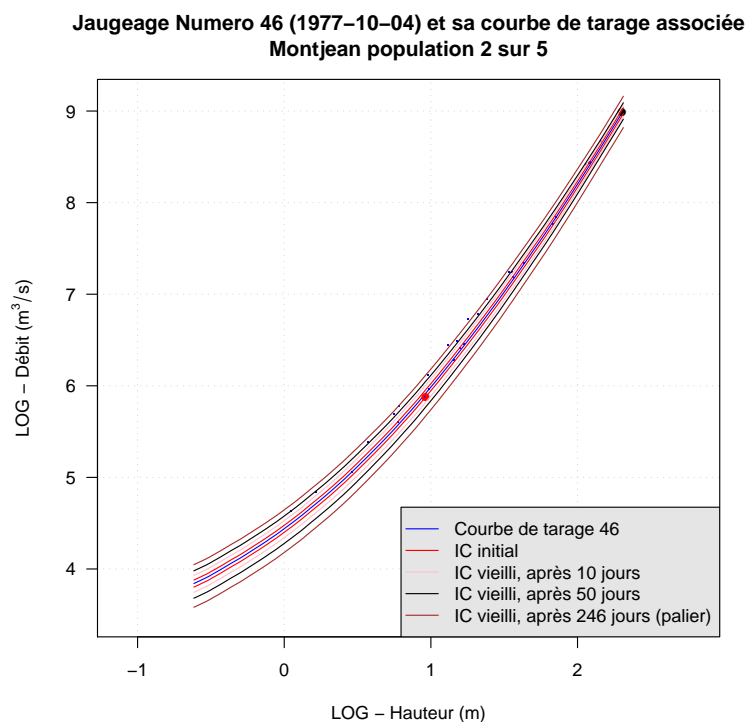


FIGURE 13.7 – Exemple de vieillissement d'un intervalle de confiance : celui de la courbe de tarage associée au jaugeage 46 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

Les variogrammes sont donc utilisés pour faire vieillir les intervalles de confiance avec le temps. La Figure 13.7 illustre l'exemple de l'intervalle de confiance initial associé à la courbe de tarage 46 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

Avec le temps, l'intervalle de confiance initial est vieilli centimètre par centimètre le long de la gamme de hauteurs, jusqu'à atteindre un vieillissement maximal lorsque le palier du variogramme est atteint (ici après 246 jours).

13.3.2 Autour des chroniques de débit

De la même manière, le modèle de vieillissement des courbes de tarage peut être utilisé pour afficher un intervalle de confiance vieilli autour de chaque prévision de débit à partir des courbes de tarage.

Les hauteurs relevées sur la station hydrométrique par les capteurs sont transformées en débit avec les courbes de tarage correspondantes dans la chronologie. En fonction du nombre de jours séparant la hauteur de la courbe servant à sa transformation en débit, le terme de vieillissement $\sigma_A(h, t)$ est obtenu autour de chaque prédiction de débit.

« Attends d'avoir traversé la rivière pour dire au crocodile qu'il a une bosse sur le nez. »

Proverbe africain

Une fois les courbes de tarage obtenues avec leur modèle d'incertitude, une question peut se poser : est-ce que les intervalles de confiance générés sont bien calibrés ? Le chapitre suivant aura pour but de répondre à cette question. Une calibration statistique puis un diagramme de fiabilité ont été créés dans ce sens.

Sommaire

14.1 Calibration du modèle d'incertitudes	168
14.1.1 Protocole	168
14.1.2 Résultats	170
14.1.3 Quelle est la valeur ajoutée de l'approche variographique ?	171
14.2 Diagramme de fiabilité	172
14.2.1 Construction	172
14.2.2 Lien avec la physique des rivières : cas de la station de la Loire à Montjean	175
14.3 Est-il possible d'afficher une incertitude autour du diagramme de fiabilité ?	177

14.1 Calibration du modèle d'incertitudes

14.1.1 Protocole

Pour vérifier si le modèle est bien calibré ou non, on compare le débit d'un jaugeage au rang j avec son intervalle de confiance à 70% au débit calculé à partir de la courbe de tarage établie avec le jaugeage de rang $j - 1$ assorti de son intervalle de confiance à 70% et vieilli grâce à l'approche variographique de la durée séparant les deux jaugeages. On doit alors vérifier que 70% des jaugeages vérifient la condition d'appartenance si l'on a travaillé au seuil de confiance de 70% le long de l'étude.

Sur l'exemple de la Figure 14.1, le jaugeage numéro 52 (point rouge) est représenté avec sa courbe de tarage associée (courbe bleue). 14 jours séparent le jaugeage 52 du jaugeage suivant, le 53. Ainsi, les courbes rouges représentent l'intervalle de confiance de la courbe de tarage associée au jaugeage 52 vieilli de 14 jours. On regarde alors si le jaugeage 53 est compris ou non dans cet intervalle en prenant en compte son incertitude.

Dans cet exemple le jaugeage n'est pas compris dans l'intervalle de confiance vieilli si on ne prend pas en compte son incertitude. Par contre, il l'est si cette dernière est prise en considération.

En réitérant ce processus sur l'ensemble des jaugeages d'une station hydrométrique, et en étudiant indépendamment les populations homogènes de jaugeages détectées par la procédure de segmentation, le score d'appartenance devrait se rapprocher de 70% si le modèle d'incertitude est bien calibré.

La calibration statistique se fait populations homogènes de jaugeages par populations homogènes de jaugeages, mais peut également se faire par gamme de débit. Ici, les gammes de débit (faible, moyennement faible, moyennement forte et forte) sont déterminées de façon à ce qu'elles comportent toutes le même nombre de jaugeages. Dans le cas de la population 2 de la Loire à Montjean, les classes sont composées de 6 ou 7 jaugeages, ce qui est assez faible. La Figure 14.2 montre que les résultats sont sous-dispersifs (score en-dessous de 70%) pour toutes

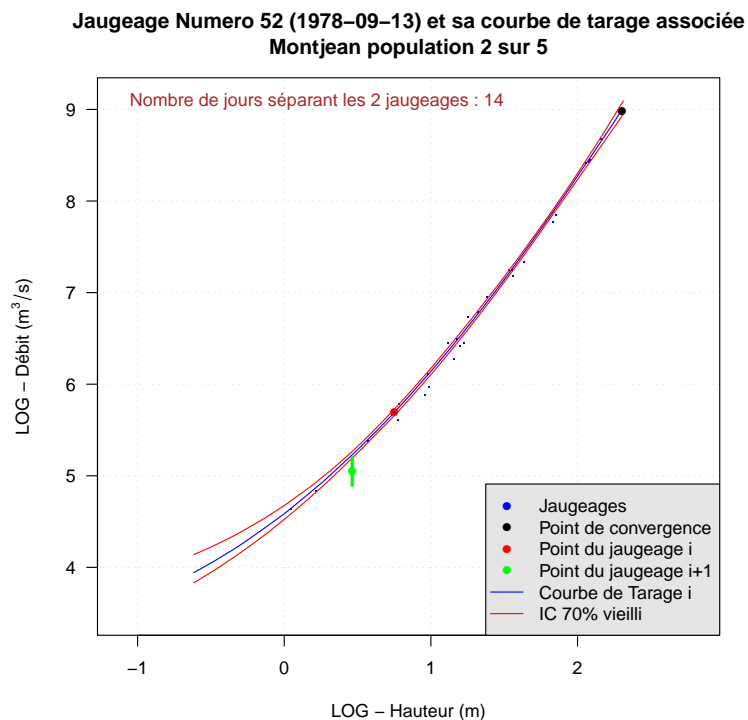


FIGURE 14.1 – Explication du protocole de calibration statistique : exemple du jaugeage 52 de la Loire à Montjean appartenant à la population homogène de jaugeages 2 sur 5.

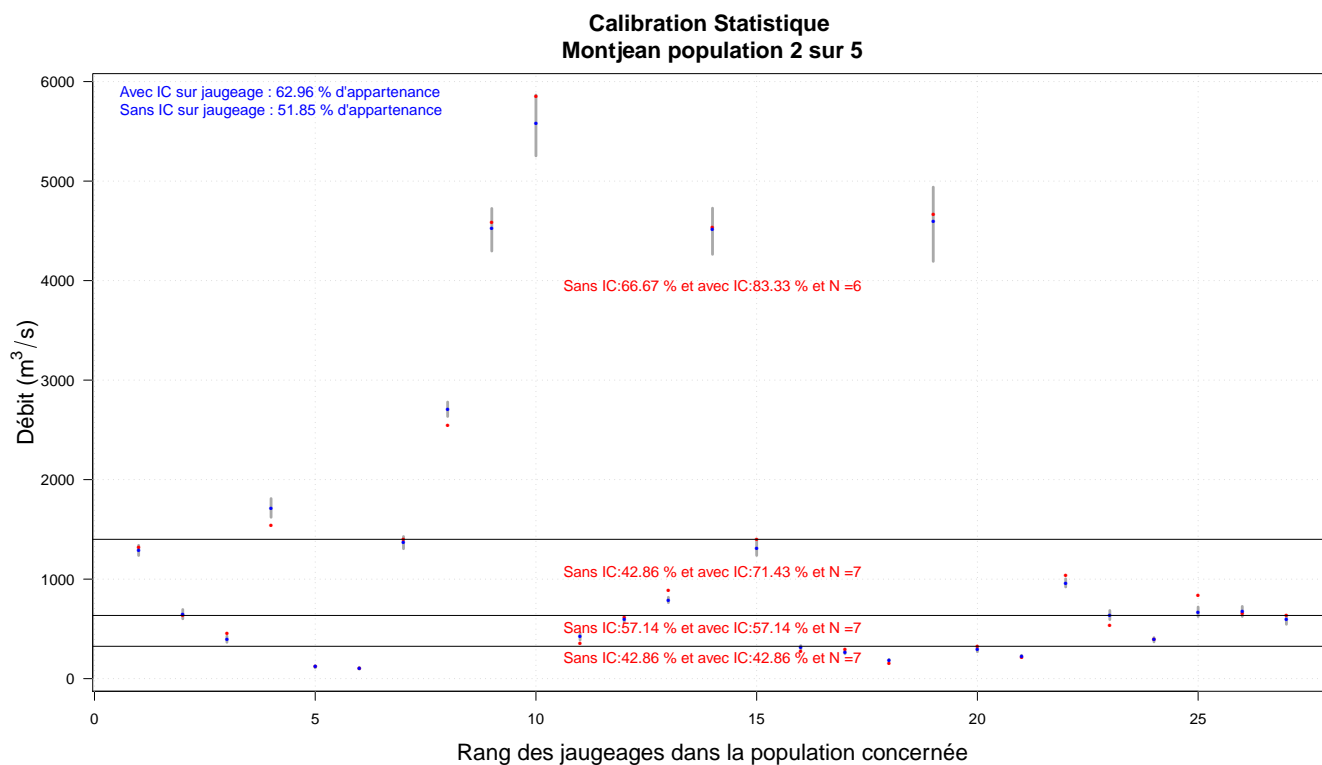


FIGURE 14.2 – Calibration statistique effectuée pour la population 2 sur 5 de la Loire à Montjean, et par gamme de débit.

les classes (42.86%, 57.14%, 42.86% et 66.67% pour les gammes faible, moyennement faible, moyennement forte et forte) si l'on ne prend pas en compte l'incertitude des jaugeages. En prenant en compte l'incertitude des jaugeages, les scores s'élèvent légèrement (42.86%, 57.14%, 71.43% et 83.33% pour les gammes faible, moyennement faible, moyennement forte et forte).

Pour toutes gammes de débit confondues, les scores sont les suivants : 51.85% sans incertitudes sur les jaugeages et 62.96% avec incertitudes sur les jaugeages. Les résultats de la population 2 de la Loire à Montjean sont majoritairement sous-dispersifs.

En hydrométrie, il est bien connu que les gammes extrêmes sont les moins souvent explorées. Les scores d'une telle calibration statistique calculés sur l'ensemble des stations du réseau apportent des informations précieuses quant à l'effort à fournir, sur telle ou telle gamme de débit, de façon à être le mieux calibré possible. Cela permet de répondre à des questions connues de l'hydromètre telle que : quand et dans quelle gamme de débits doivent être effectués les jaugeages ?

14.1.2 Résultats

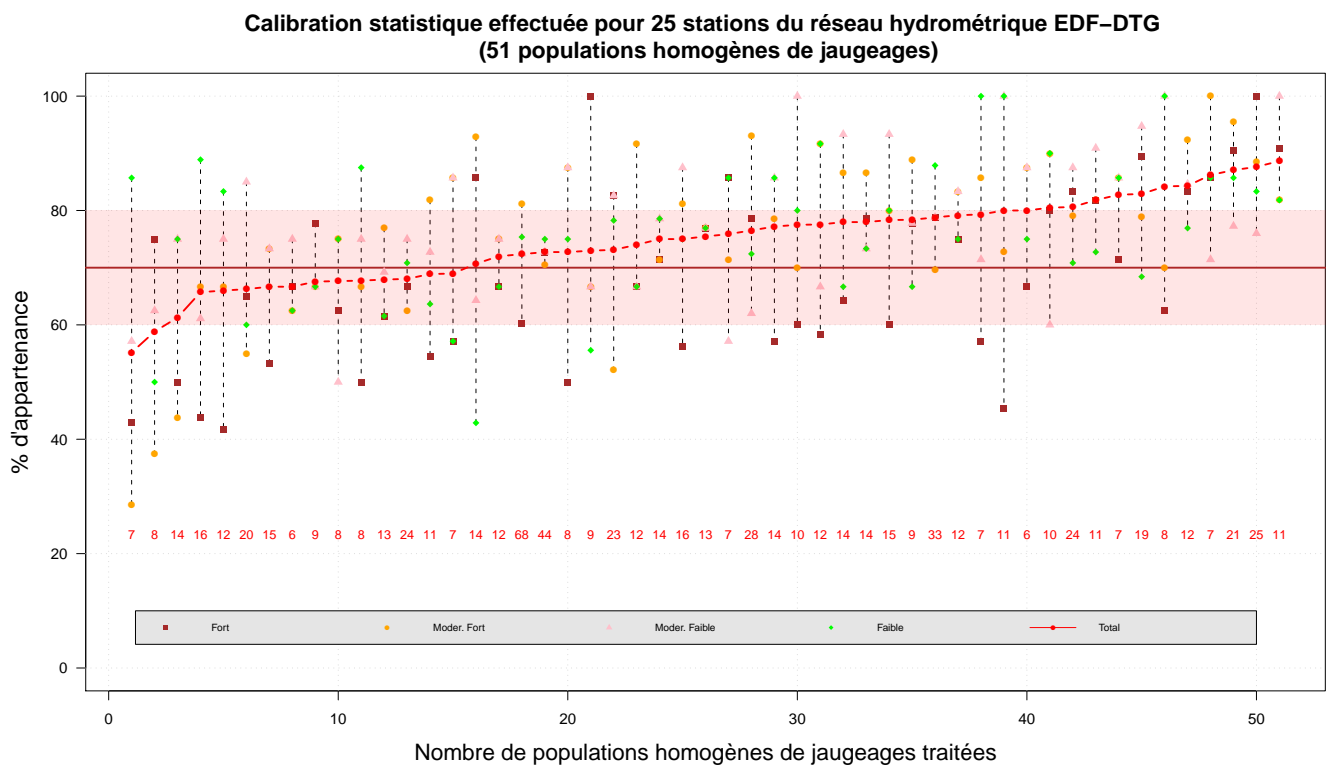


FIGURE 14.3 – Calibration statistique effectuée sur 25 stations hydrométriques du réseau EDF-DTG. Les chiffres rouges représentent le nombre de jaugeages appartenant à chaque gamme de débit.

La calibration statistique globale et par gamme de débit a été effectuée sur un panel de 25 stations du réseau hydrométrique EDF-DTG, ce qui représente 51 populations homogènes de jaugeages détectées avec les procédures de segmentation décrites dans un des chapitres précédents (Hubert *et al.* (1989), Kehagias et Fortin (2006)).

La Figure 14.3 représente les résultats obtenus, chaque colonne représentant une population homogène d'une station hydrométrique donnée. Les chiffres rouges représentent le nombre de jaugeages appartenant à chaque classe de débit pour la population homogène de jaugeages considérée. On rappelle que les classes de débit ont été déterminées de façon à ce qu'elles comportent, populations homogènes par populations homogènes, approximativement le même nombre de jaugeages.

Globalement, le modèle d'incertitude décrit dans cette thèse est bien calibré, et plus particulièrement pour les populations homogènes contenant un nombre élevé de jaugeages. En effet les scores obtenus pour ces populations se rapprochent souvent des 70%, et ce quelle que soit la gamme de débit étudiée.

En ce qui concerne les différentes gammes de débit, les plus et moins élevées montrent les calibrations les plus pauvres (au-dessus de 80% ou en-dessous de 60%), ce résultat n'étant pas surprenant puisque le tracé des courbes de tarage est le plus incertain dans ces zones peu explorées. Une fois encore, il est démontré qu'un effort doit être fait pour améliorer la robustesse et la précision des parties extrapolées des courbes de tarage.

14.1.3 Quelle est la valeur ajoutée de l'approche variographique ?

24 autres stations hydrométriques du réseau EDF-DTG ont été étudiées afin de mettre en évidence la valeur ajoutée du calcul du vieillissement des intervalles de confiance grâce à l'approche variographique précédemment présentée (Figure 14.4).

La calibration statistique a été calculée de quatre manières différentes :

La première en prenant en considération le vieillissement des intervalles de confiance (approche variographique) et l'incertitude des jaugeages.

La seconde en prenant en considération le vieillissement des intervalles de confiance (approche variographique) mais pas l'incertitude des jaugeages.

La troisième en ne prenant plus en considération le vieillissement des intervalles de confiance mais en considérant l'incertitude des jaugeages.

La quatrième en ne prenant en considération ni le vieillissement des intervalles de confiance ni l'incertitude des jaugeages.

On remarque alors que les scores sont les meilleurs (proche de 70% d'appartenance) lorsque le calcul du vieillissement des intervalles de confiance réalisé avec une approche variographique est pris en compte et lorsque l'incertitude de chaque jaugeage est considérée. Inversement, les scores sont plus faibles lorsque le vieillissement et l'incertitude des jaugeages ne sont pas retenus.

Ces résultats, en plus d'être intéressants, sont significatifs. Ils mettent en valeur l'apport bénéfique de l'approche variographique. Les scores étant plus proches de 70% avec un calcul de vieillissement prouve que le modèle d'incertitude est mieux calibré dans ce cas. L'approche variographique est alors favorable et nécessaire afin d'appréhender au mieux les incertitudes autour des données de débit. Les estimations de débit à partir des courbes de tarage "vieillissent" à cause des instabilités existantes en rivière et ce vieillissement doit être pris en compte dans le calcul d'incertitudes.

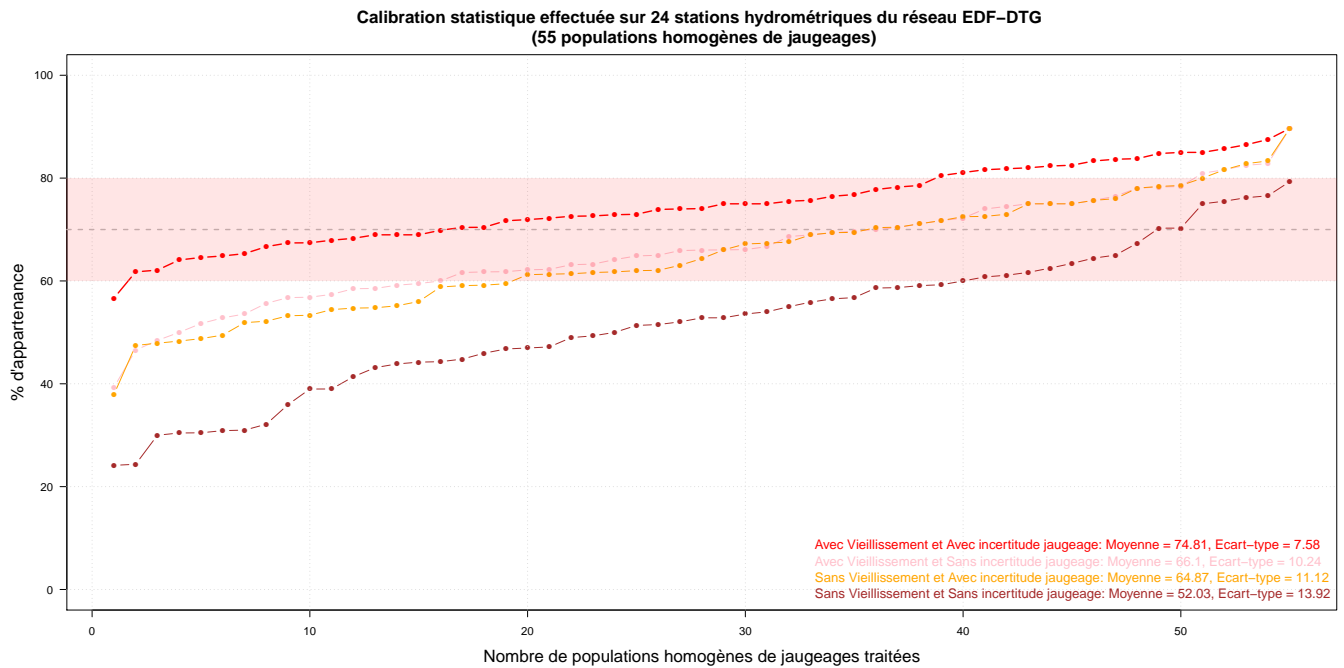


FIGURE 14.4 – Calibration statistique effectuée sur 24 stations hydrométriques du réseau EDF-DTG (55 populations homogènes de jaugeages).

14.2 Diagramme de fiabilité

L'outil permettant de caractériser la fiabilité d'une prévision probabiliste est appelé diagramme de fiabilité (Wilks, 1995). L'idée consiste à vérifier que la distribution des probabilités de non-dépassement des observations dans les distributions de prévisions suit une loi uniforme (les quantiles sont équiprobables). Par exemple, les valeurs des quantiles 90% prévues n'ont en théorie qu'une chance sur 10 d'être dépassées lors de chaque couple prévision-observation. Un échantillon de couples prévisions-observations important est donc requis, cette propriété ne pouvant se vérifier sur un seul couple.

Prévision fiable : La relation fréquence empirique/probabilités prévues suit la première bissectrice (Figure 14.5).

Prévision sous-dispersive : Les forts quantiles sont sousestimés, les faibles quantiles sont surestimés. La Figure 14.7 (haut) montre cette situation : une proportion ($\simeq 10\%$) des observations ont une probabilité nulle (0 ou 1), cela veut dire que le modèle n'est pas assez dispersif, donc que la variance est sous-estimée.

Prévision sur-dispersive : Les forts quantiles sont surestimés, les faibles quantiles sont sousestimés. La Figure 14.7 (bas) montre cette situation : une proportion des observations ont une probabilité de 0.5, cela veut dire que le modèle est trop dispersif, donc que la variance est surestimée.

Prévision biaisée : Tous les quantiles sont sousestimés ou surestimés (Figure 14.6).

14.2.1 Construction

Pour construire un diagramme de fiabilité pour une population homogène de jaugeages d'une station hydrométrique considérée, les données d'entrée requises sont :

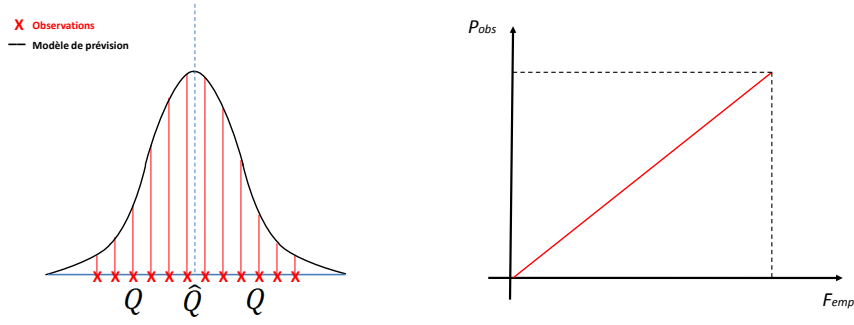


FIGURE 14.5 – Diagramme de fiabilité : prévision fiable.

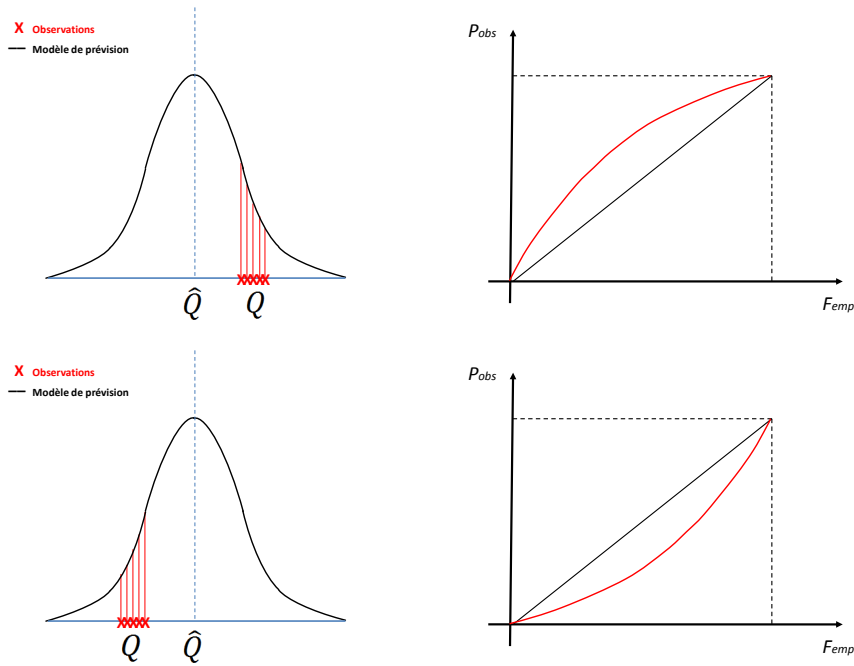


FIGURE 14.6 – Diagramme de fiabilité : prévision biaisée.

- les jaugeages, couples (H_i, Q_i) de la population homogène en question.
- le débit \hat{Q}_i , débit estimé pour H_i , par la courbe de tarage CT_{i-1} .
- le terme d'incertitude $\hat{\sigma}_i$, vieillissement donné par l'approche variographique pour H_i et pour le nombre de jours séparant le jaugeage i de la courbe de tarage CT_{i-1} .

En supposant que les échantillons suivent une loi normale de type $\mathcal{N}(\hat{Q}_i, \hat{\sigma}_i)$, les probabilités associées pourront être approchées.

Par exemple pour le jaugeage 17 : grâce à la hauteur de ce jaugeage H_{17} , on obtient le débit estimé $\hat{Q}_{17} = Q_{CT_{16}}(H_{17})$ avec la courbe de tarage précédente (celle associée au jaugeage 16). La valeur du terme d'incertitude $\hat{\sigma}_{17}$ est ensuite obtenue par l'approche variographique pour H_{17} et pour une durée égale au nombre de jours séparant le jaugeage 17 de la courbe de tarage tracée pour le jaugeage numéro 16. En supposant que le modèle d'incertitude suit une loi normale de type $\mathcal{N}(\hat{Q}_{17}, \hat{\sigma}_{17})$, la densité de probabilité du débit du jaugeage 17 Q_{17} est obtenue.

Ici, $\hat{Q}_{17} = 98.05$ et $\hat{\sigma}_{17} = 3\%$ ($\hat{\sigma}_{17} = 0.03 * 98.05 = 2.94 m^3/s$). Le tracé de la loi normale correspondant à ces deux paramètres est représenté sur la Figure 14.8. Pour cet exemple,

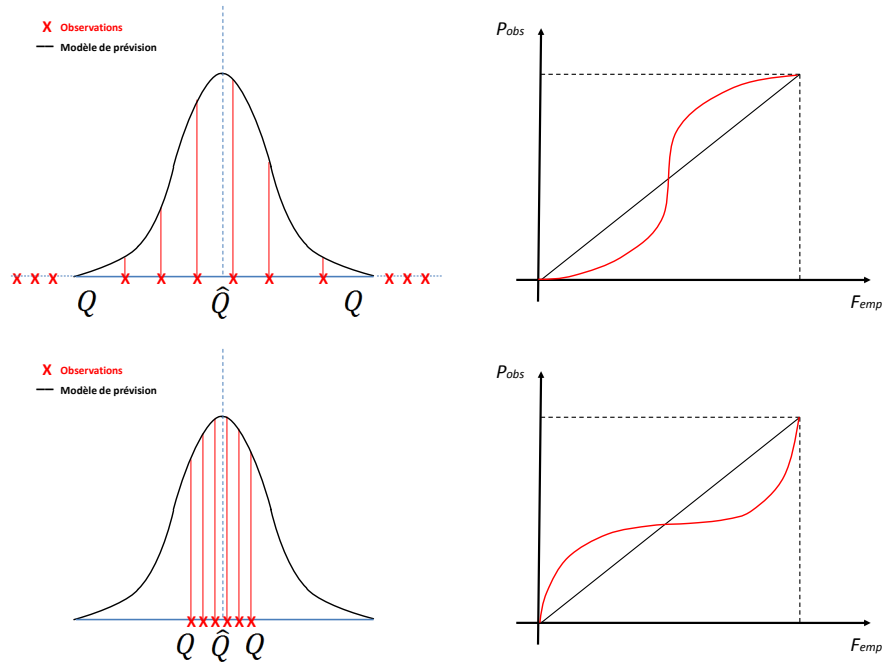
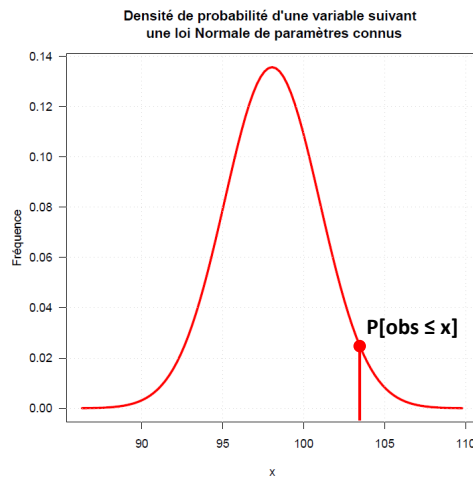


FIGURE 14.7 – Diagramme de fiabilité : prévision sous-dispersive (haut) et sur-dispersive (bas).

$Q_{17} = 104m^3/s$, la loi normale représentée sur la Figure 14.8 suivante donne alors la probabilité de non dépassement de ce débit Q_{17} , qui est d'environ 97% (aire sous la courbe jusqu'à 104...).

FIGURE 14.8 – Exemple du jaugeage 17 : densité de probabilité d'une variable suivant la loi $\mathcal{N}(\hat{Q}_{17}, \hat{\sigma}_{17})$.

La probabilité calculée représente donc la probabilité de non dépassement du débit observé lors de la mesure (ici Q_{17}), connaissant le modèle d'incertitudes. En répétant cette opération sur la totalité des jaugeages de la station étudiée, populations homogènes traitées indépendamment les unes des autres, on obtient le diagramme de fiabilité de la population considérée. La Figure 14.9 en montre une illustration pour la population 5 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

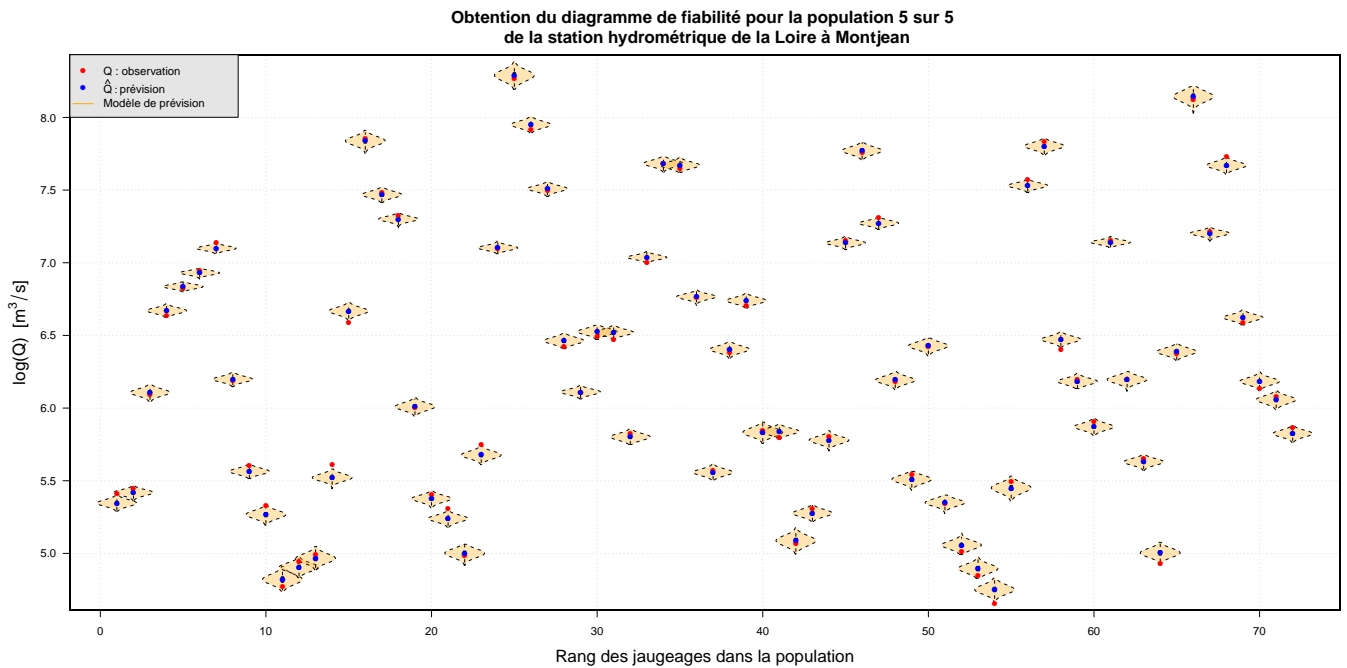


FIGURE 14.9 – calcul des probabilités de non-dépassement pour l’obtention du diagramme de fiabilité de la population 5 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

14.2.2 Lien avec la physique des rivières : cas de la station de la Loire à Montjean

En étudiant des valeurs consécutives

Tout d’abord, raisonnons dans le cas de deux jaugeages consécutifs (h_i, Q_i) et (h_{i+1}, Q_{i+1}) . Pour la pédagogie, supposons $h_i = h_{i+1}$. On nommera \hat{Q} la prévision de débit et Q l’observation.

Dans le cas d’un creusement continu du contrôle hydraulique, pour la hauteur d’eau $h_i = h_{i+1}$, la prévision de débit \hat{Q}_{i+1} donnée par la courbe de tarage d’avant i pour h_{i+1} devrait être plus faible que le débit observé Q_{i+1} . En-effet pour h donné, le débit augmente en cas de creusement. Ainsi pour un creusement continu, la prévision de débit donnée pour une hauteur figée par la courbe de tarage d’avant est toujours plus faible que l’observation et les probabilités calculées sont fortes : un biais est présent.

Pour un remblaiement continu, la logique est la même, mais la prévision de débit donnée pour une hauteur figée par la courbe de tarage d’avant est toujours plus forte que l’observation et les probabilités calculées sont faibles, un biais est également présent dans ce cas.

Ainsi en cas de creusement ou de remblaiement continu d’un contrôle hydraulique un biais sera observable sur les diagrammes de fiabilité puisque les probabilités calculées seront toujours soit surestimées, soit sousestimées.

On représente sur la Figure 14.10 les diagrammes de fiabilité calculés pour les populations homogènes de jaugeages 3 et 5 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean. On peut qualifier les prévisions de fiable pour la population 3 et de sous-dispersive pour la population 5. Un critère numérique peut-être calculé : l’aire entre le diagramme créé et la première bissectrice. Logiquement, plus ce score se rapproche de zéro, mieux le diagramme suit la première bissectrice

et la prévision se rapproche de la fiabilité.

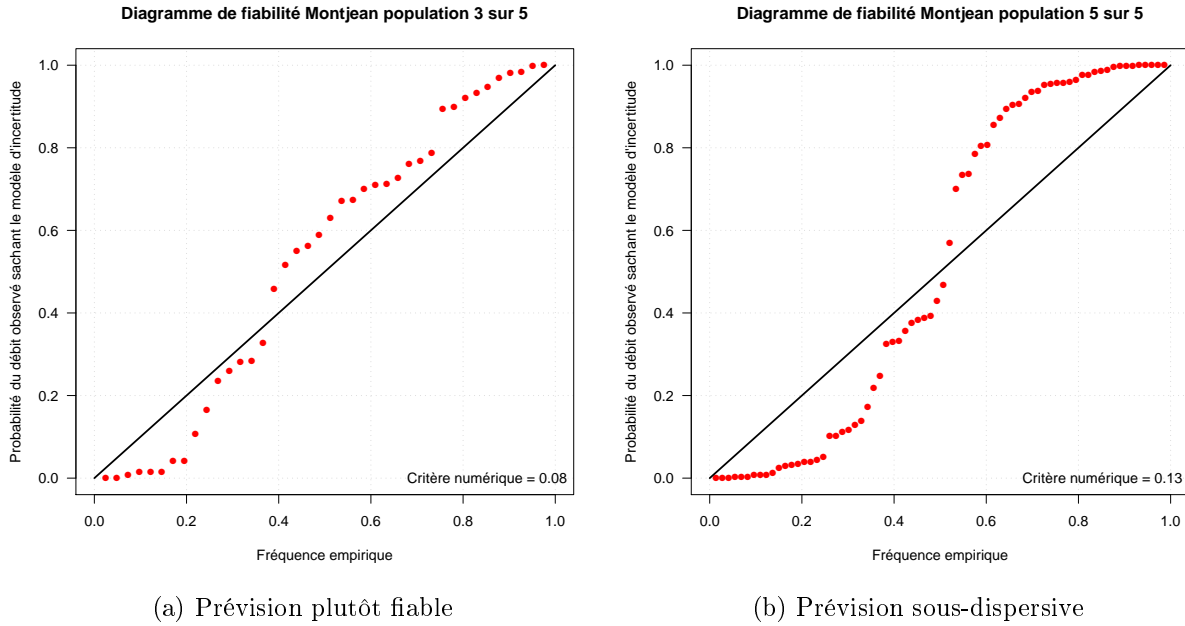


FIGURE 14.10 – Exemples de diagrammes de fiabilité pour les populations homogènes 3 (gauche) et 5 (droite) de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

En "sautant" des valeurs

Le diagramme de fiabilité peut également être calculé non plus en raisonnant sur deux jaugeages consécutifs, mais en raisonnant entre (h_i, Q_i) et (h_{i+1}, Q_{i+1}) , (h_i, Q_i) et (h_{i+2}, Q_{i+2}) , (h_i, Q_i) et (h_{i+3}, Q_{i+3}) , ..., (h_{i+9}, Q_{i+9}) :

$$\hat{Q}_i = CT_{i-k}(H_i), \quad (14.1)$$

où \hat{Q}_i est la prévision de débit faite avec la courbe de tarage tracée pour le k^{ie} d'avant.

Ainsi plus k augmente plus le biais augmente en cas de creusement ou de remblaiement continu puisque la prévision de débit est encore plus éloignée. La Figure 14.11 (gauche) en montre un exemple pour la première population homogène de jaugeages connu pour son creusement progressif. On remarque que le biais augmente avec l'indice k , ce qui justifie le creusement progressif du contrôle hydraulique de cette population.

En ce qui concerne la dernière population homogène de jaugeages de la station hydrométrique de la Loire à Montjean, celle qui est réputée pour sa grande stabilité, les diagrammes de fiabilité calculés sont représentés sur la Figure 14.11 (droite). On remarque que les prévisions sont sous-dispersives quel que soit l'écart k entre les jaugeages (et les courbes de tarage). La stabilité du contrôle hydraulique étant optimale dans ce cas, l'augmentation de k ne change logiquement rien à la prévision puisque les conditions d'écoulement sont stabilisées dans le temps.

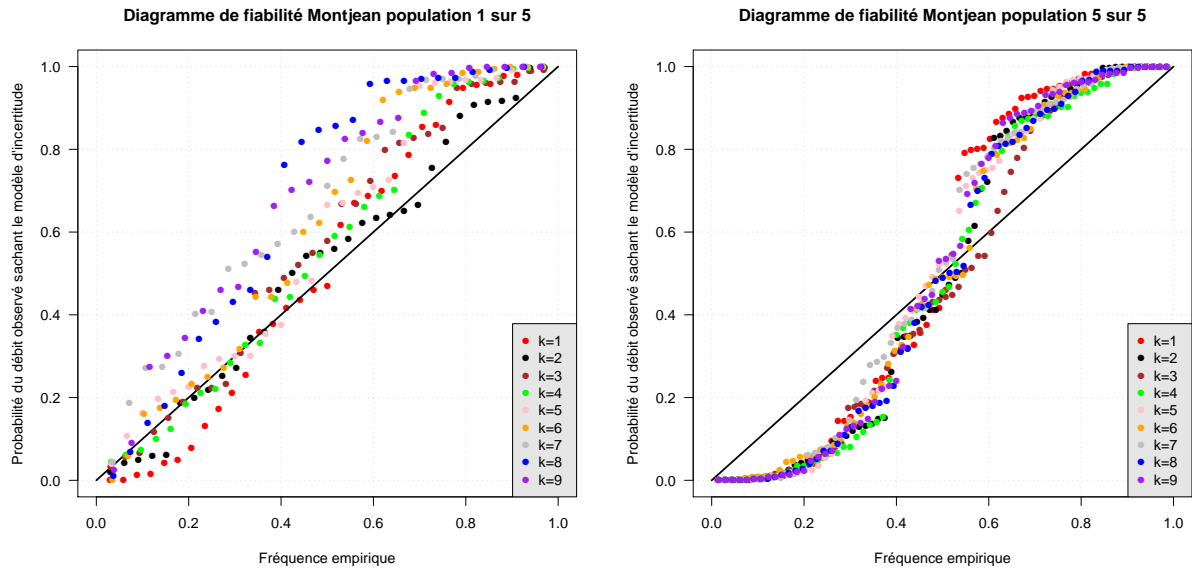


FIGURE 14.11 – Diagrammes de fiabilité calculés pour les populations homogène 1 (gauche) et 5 (droite) de la station de la Loire à Montjean, calculés pour des écarts entre 2, 3, ..., 10 jaugeages.

14.3 Est-il possible d'afficher une incertitude autour du diagramme de fiabilité ?

On tentera de répondre à cette interrogation en analysant le cas d'une station : celle de l'Ubaye à Rocherousse. On dispose pour cette station de 276 jaugeages effectués entre les années 1966 et 2013. Cette population de jaugeages n'a pas été divisée par la procédure de segmentation, une seule population homogène de jaugeages est alors considérée.

On effectue alors une gestion dynamique de la courbe de tarage sur cette station et on calcule le diagramme de fiabilité associée à sa population de jaugeages (Figure 14.12 courbe rouge).

Pour afficher une incertitude autour du diagramme de fiabilité juste construit, on peut réaliser des simulations. Par exemple, en tirant aléatoirement des populations de 100 jaugeages parmi les 276 initiaux, et en effectuant une gestion dynamique basée sur les 100 jaugeages considérés, on calcule le diagramme de fiabilité associé aux 100 jaugeages étudiés. En répétant ce processus une centaine de fois, on obtient une gamme de 100 diagrammes de fiabilité simulés (Figure 14.12 courbes grises).

L'analyse de la Figure 14.12 souligne un léger biais positif disant que les courbes de tarage d'avant ont une légère tendance à sousestimer les débits observés, que ce soit pour la population globale ou pour les cent simulations effectuées. Cette situation caractérise normalement une tendance au creusement du contrôle hydraulique.

En reprenant le protocole décrit précédemment (chapitre 6) pour calculer la dérive et la variabilité de la station de Rocherousse, on obtient la Figure 14.13 qui souligne une légère tendance négative du vecteur Δh [m] et une légère tendance positive du vecteur $\Delta Q_{\%}$, caractéristiques d'un léger creusement du contrôle hydraulique.

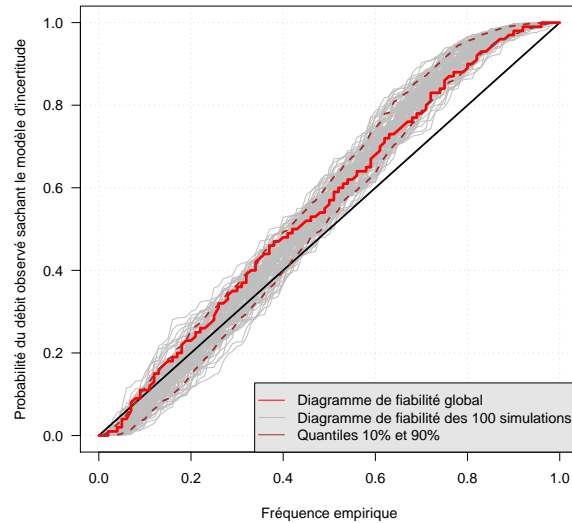


FIGURE 14.12 – Diagrammes de fiabilité calculés pour la population globale des 276 jaugeages (rouge) et pour 100 simulations de 100 jaugeages parmi les 276 initiaux (gris) pour la station hydrométrique de l’Ubaye à Rocherousse.

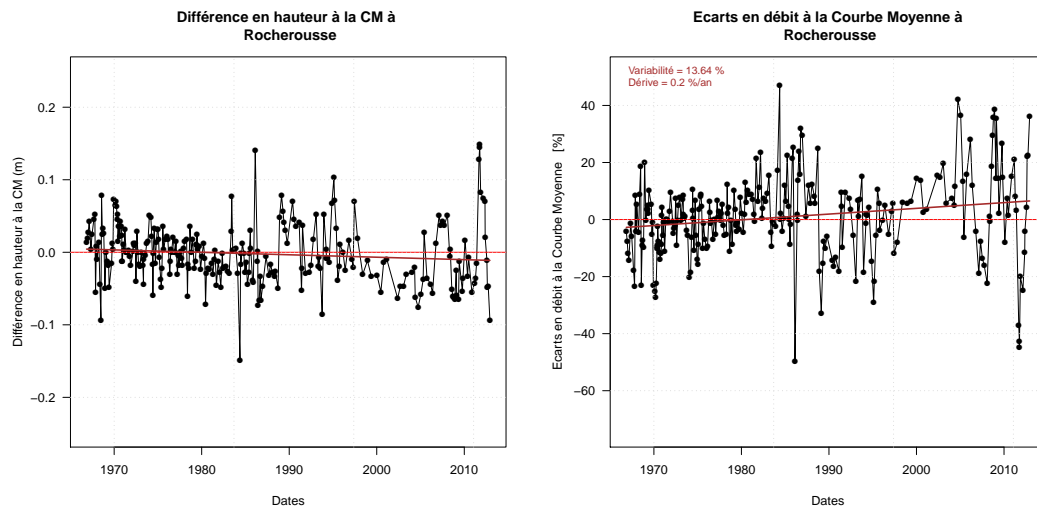


FIGURE 14.13 – Différence en hauteur des jaugeages à la courbe moyenne (*CM*) (gauche) et écart en pourcentage de débit des jaugeages à la courbe moyenne (*CM*) (droite) pour la station hydrométrique de l’Ubaye à Rocherousse.

Ainsi la boucle est bouclée et la dynamique de la morphologie des rivières peut être représentée par les diagrammes de fiabilité. L’incertitude calculée autour de ces derniers permet de caractériser l’ampleur des mouvements du lit de la rivière concernée.

Conclusion de la troisième partie

Le modèle d'incertitudes

Un modèle d'incertitudes a été construit afin d'afficher une incertitude autour de chaque donnée de débit prédite par les courbes de tarage. Ce modèle prend en compte différentes sources d'erreurs afin d'afficher un intervalle de confiance autour de chaque estimation de débit à partir des courbes de tarage.

Tout d'abord l'incertitude des jaugeages. Forfaitaire, une incertitude est attribuée à chaque jaugeage au seuil de confiance de 70%, selon la méthode utilisée lors de la mesure et la gamme de débit mesurée. On choisit entre 2.5% et 5% pour les débits mesurés au moulinet, et entre 2% et 5% pour les jaugeages effectués par dilution. Bien que ces forfaits soient suffisants pour un tracé de courbes de tarage pertinent, la rigueur serait augmentée si une incertitude individuelle était expertisée pour chaque jaugeage. Des travaux ont été réalisés dans ce but ([ISO748, 2007](#); [Le Coz *et al.*, 2012](#)), d'autres sont en cours ([Despax, 2013-1016](#)), la question de l'incertitude des jaugeages étant en plein essor dans la communauté des hydromètres.

Ensuite vient l'incertitude sur la mesure de hauteur d'eau I_r , ce terme d'incertitude sur la chaîne de mesure du relevé de la hauteur d'eau prend en considération la sensibilité du site ou qualité de la section de mesure (poids du centimètre calculé à partir de la courbe de tarage), la précision des capteurs utilisés donnée par le constructeur ainsi que la qualité du suivi temps réel du site, qui correspond à l'adéquation du calage du capteur à la cote échelle limnimétrique de référence, et qui dépend de la stabilité de la relation hauteur-débit. Bien que pouvant tout à fait être complété en considérant l'incertitude sur la hauteur d'eau des jaugeages dans les simulations de Monte Carlo, cette manière d'afficher une incertitude sur le relevé de hauteur d'eau est cohérente et en adéquation avec la sensibilité de la section concernée.

L'incertitude sur le tracé des courbes de tarage S_e quant à elle correspond à l'incertitude initiale calculée autour de chaque relation hauteur-débit. Quantiles 15% et 85% des simulations de Monte Carlo pour afficher un intervalle au seuil de confiance de 70%, ce terme est modulable et peut être estimé au bon vouloir de l'opérateur pour des seuils de confiance supérieurs (90%, 95% par exemple). Calculé de cette façon, il permet de prendre en compte différents tracés susceptibles d'avoir été corrects. Effectivement, si l'on confie à 10 hydromètres la tâche de tracer une courbe de tarage dans un nuage de 50 jaugeages, il est très probable d'obtenir 10 courbes de tarage différentes en fin de processus. Le terme S_e affiche une erreur autour de cette idée, et agit comme témoin autour de tracés cohérents.

Enfin, un modèle de vieillissement a été calculé à l'aide d'une approche variographique fine améliorée. En retraçant une courbe de tarage à chaque jaugeage prenant en compte de manière représentative la variabilité des conditions d'écoulement, l'approche variographique ainsi créée apporte de réelles améliorations à celle proposée par [Jalbert *et al.* \(2011\)](#). Une fois établi, le modèle permet de faire vieillir et les jaugeages (pour le tracé), et les courbes de tarage (pour le vieillissement des intervalles de confiance) en fonction du temps, et en totale adéquation avec la stabilité de la station hydrométrique concernée.

La calibration statistique

Une fois les incertitudes calculées autour des courbes de tarage, puis autour des estimations de débit à partir de ces dernières, il est apparu nécessaire de vérifier si les intervalles de confiance étaient justement calibrés. Dans ce but, une calibration statistique a été développée.

Tout d'abord, une manière simple consistant à regarder si les jaugeages étaient compris ou non dans l'intervalle de confiance vieilli de la courbe de tarage correspondant au jaugeage précédent et effectuée sur plusieurs stations du réseau EDF-DTG a permis de mettre en évidence que le modèle d'incertitudes était bien calibré dans la majorité des cas, et plus particulièrement pour les populations homogènes contenant un nombre de jaugeages élevé. Par bien calibré, on entend avec des scores d'appartenance proche de 70% puisque le travail a été effectué en amont en considérant des intervalles de confiance à 70%. Ce protocole effectué par gamme de débit a montré que ce sont les gammes de débit les plus et moins élevées qui présentent les scores d'appartenance les plus pauvres (au-dessus de 80% ou en-dessous de 60%). Ce résultat, non surprenant car le tracé des courbes de tarage est le plus incertain dans ces zones peu explorées, a souligné une fois de plus qu'un effort (jaugageage et tracé) devait être effectué dans les zones extrapolées.

Ensuite des diagrammes de fiabilité ont été construits ([Wilks, 1995](#)). Ces diagrammes permettent de caractériser la fiabilité de prévision des observations connaissant le modèle d'incertitudes en regardant si les probabilités de non-dépassement des observations dans le modèle de prévision suivent une loi uniforme. En étudiant non plus les jaugeages (et les courbes de tarage) consécutivement mais en introduisant des sauts, ces diagrammes permettent de mettre en évidence un creusement ou un remblaiement continu des contrôles hydrauliques. En plus, ces diagrammes peuvent s'avérer être d'excellents témoins de la pertinence d'une segmentation. En effet en regardant si les prévisions se rapprochent de la fiabilité, populations homogènes de jaugeages par populations homogènes de jaugeages, on peut valider ou réfuter une segmentation.

Quatrième partie

Application : des outils pour une gestion opérationnelle

Chroniques de débit régénérées avec intervalles de confiance.



Jaugeage capacitif... Illustration de la Charte Qualité de l'Hydrométrie.

A ce stade de notre démonstration, on est en mesure de construire des chroniques de débits à partir des limnigrammes et des jaugeages selon la méthode dite du tracé dynamique (Partie II) en proposant un intervalle de confiance pour chacune des valeurs produites. On répond ainsi au premier objectif affiché au début de ce travail de recherche.

Ce chapitre va s'attacher à montrer les avantages et les limites actuelles de la méthode proposée.

Sommaire

16.1 Régénération de chroniques de débit avec intervalles de confiance	184
16.1.1 Simulation du modèle sur 50 années de mesure	184
16.1.2 Zoom sur une année	184
16.2 Date de début de validité des courbes de tarage	186
16.3 Les courbes de tarage 0 n'auraient-elles pas été suffisantes ?	187
16.4 Comparaison avec la pratique actuelle	189
16.4.1 Pour la station de la Loire à Montjean	189
16.4.2 Pour des stations du réseau EDF-DTG	190
16.5 Homogénéité des séries calculées	190
16.6 La méthode est-elle acceptable en temps réel ?	191

16.1 Régénération de chroniques de débit avec intervalles de confiance

16.1.1 Simulation du modèle sur 50 années de mesure

Une fois les hauteurs relevées (Figure 16.1), les courbes de tarage construites de manière dynamique (une courbe de tarage pour chaque jaugeage de la station considérée)(Figure 16.2 (gauche)), et le modèle d'incertitudes calculé (Figure 16.2 (droite)), les données de hauteurs relevées sur la station peuvent être transformées en débit avec les courbes chronologiquement correspondantes.

Le modèle d'incertitudes précédemment décrit est appliqué et calculé autour de chaque prévision de débit à partir des courbes de tarage. On obtient ainsi une chronique de débit avec intervalle de confiance sur la durée pour laquelle les données de hauteurs sont disponibles. La Figure 16.3 représente la reconstruction de 50 années de débit pour la Loire à Montjean obtenue par application de la gestion dynamique de la courbe de tarage munie de son modèle d'incertitudes présenté dans les parties II et III.

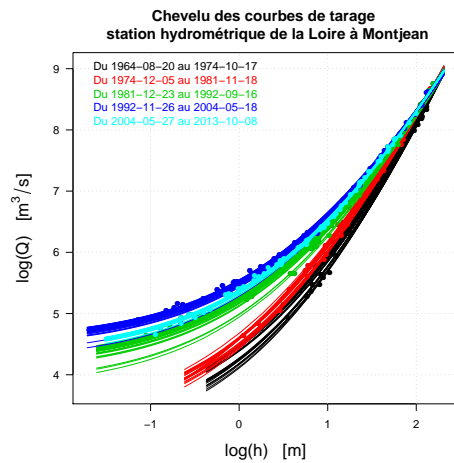
On remarque alors que les intervalles de confiance augmentent avec le temps (Figure 16.3), et se réactualisent à chaque nouveau jaugeage, puisqu'il donne lieu par construction à une nouvelle courbe de tarage plus fiable car plus récente pour l'estimation des débits à venir.

16.1.2 Zoom sur une année

En zoomant sur une année, par exemple l'année 1971 de la station hydrométrique de la Loire à Montjean (Figure 16.4), on relève plus clairement l'augmentation des intervalles de confiance avec le temps. Comme les intervalles de confiance sont réactualisés à chaque jaugeage, puisque chaque jaugeage donne lieu au tracé d'une nouvelle courbe de tarage plus fiable dans l'estimation des débits à venir, on comprend que selon les caractéristiques (sensibilité, stabilité)



FIGURE 16.1 – **Première étape** : Mesure en continu de la hauteur d'eau (illustration avec la station hydrométrique de l'Ebron à Parassat).



Modèle
d'incertitudes :

$$Q(h, t) \sim N[\mu(h), \sigma^2(h, t) = Ir^2 + Se^2 + \sigma_A^2]$$

FIGURE 16.2 – **Seconde étape** : Tracé dynamique des courbes de tarage (illustration avec le chevelu des courbes calculées pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean) et modèle d'incertitudes.

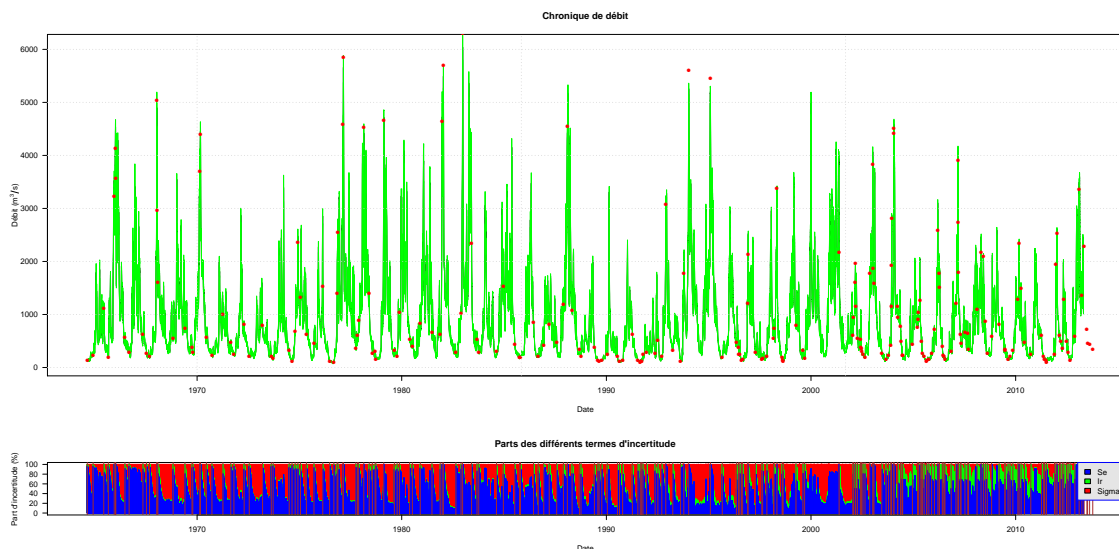


FIGURE 16.3 – **Troisième étape** : 50 années de débit régénérées pour la Loire à Montjean avec intervalle de confiance. Le graphique du bas représente les parts [%] des différents termes d'incertitudes calculées autour de chaque estimation de débit.

des stations étudiées, le fait de jauger permettra de faire diminuer l'incertitude moyenne autour des estimations de débit.

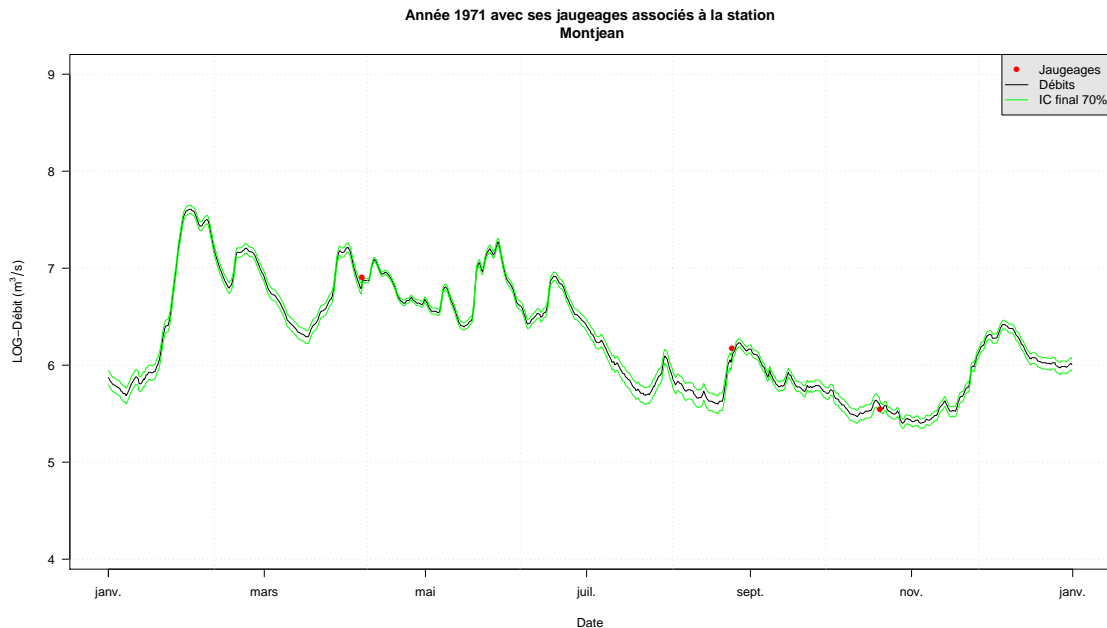


FIGURE 16.4 – 50 années de débit régénérées pour la Loire à Montjean et zoom sur l'année 1971.

16.2 Date de début de validité des courbes de tarage

Une question importante se pose ici après avoir observé les chroniques de débit reconstituées par la méthode de gestion dynamique des courbes de tarage : quelles doivent être les dates de début de validité de ces dernières ?

Par défaut dans la méthode présentée, la date de début de validité des courbes est la date des jaugeages pour lesquels elles ont été créées. Or, chaque hydromètre est conscient qu'un éventuel détarage est souvent survenu avant le jaugeage l'ayant mis en évidence. Par conséquent, la mise en service des courbes de tarage devrait être avancée dans le temps et correspondre à un événement susceptible d'avoir été responsable du détarage observé comme le maximum des hauteurs enregistrées par exemple.

La Figure 16.5 illustre le cas de la station hydrométrique de l'Ubaye à Rocherousse pour laquelle on a reconstitué les chroniques de débit de trois manières différentes :

La première en prenant pour date d'établissement des courbes de tarage la date des jaugeages (Figure 16.5 courbe verte).

La seconde en avançant la date d'établissement des courbes de tarage au maximum des hauteurs observées entre le jaugeage concerné et le jaugeage d'avant (Figure 16.5 courbe rouge).

La troisième en considérant que le détarage est progressif entre deux jaugeages et en appliquant par conséquent la courbe de tarage à la date correspondant à la date "milieu" entre les deux jaugeages (Figure 16.5 courbe marron).

Les traits verticaux en pointillés représentent la date d'établissement pour laquelle la courbe concernant le second jaugeage a été avancée (date des jaugeages (verts), date du maximum des hauteurs observées entre les deux jaugeages (rouges) et date "milieu" entre deux jaugeages (marrons)). On remarque alors que dans certains cas un décalage dans le temps des dates d'établissement des courbes de tarage peut impacter de façon non négligeable la reconstitution des débits. Il est nécessaire d'effectuer ces changements pour les détarages dont la date est connue. En ce qui concerne les plus faibles débits, cette opération peut être inutile et même source d'erreurs pour de plus faibles variations de hauteurs.

De même, dans le cas où la hauteur ne cesse de décroître entre deux jaugeages, le maximum de hauteur entre deux jaugeages est alors la hauteur du premier jaugeage. Il ne serait alors pas logique de décaler dans le temps la courbe tracée pour le jaugeage d'après à la date du jaugeage d'avant dans une telle situation. Voilà pourquoi une automatisation d'un tel procédé est dangereuse.

L'idéal serait de seuller ce procédé pour les hauts débits, à savoir de trouver, station par station, quels sont les seuils de débits morphogènes (débits ayant un impact sur la morphologie du contrôle hydraulique). À partir de là, le processus décrit précédemment serait applicable au-delà de ce seuil, et omis en-dessous. Un lien avec la sédimentologie existe ici. Connaître, à partir du substrat de fond de la rivière, à partir de quel débit ce dernier est susceptible de bouger pourrait aider à préciser les dates de début de validité de chacune des courbes de tarage créées.

À noter que la méthode idéale consisterait à conjuguer les trois manières qui viennent d'être décrites pour l'application des courbes de tarage. C'est bien ce que font aujourd'hui les opérateurs pour valider annuellement les chroniques. La difficulté dans le cas présent réside dans l'ampleur de la tâche lorsqu'il s'agit de régénérer une chronique sur plus de trente années. L'automatisation de ce processus reste à développer à partir de l'analyse morphodynamique proposée dans la partie II du présent manuscrit.

16.3 Les courbes de tarage 0 n'auraient-elles pas été suffisantes ?

Bien que présentant des modifications de son contrôle hydraulique, notamment des enfoncements (mais qui s'étalent sur des intervalles de temps importants), la station hydrométrique de la Loire à Montjean est assez stable et présente des incertitudes d'ordre de grandeur assez faible.

Ainsi, on peut se demander si la régénération des chroniques de débit aurait pu se faire en utilisant seulement les 5 courbes de tarage zéros (une par population homogènes de points) plutôt que les 233 courbes de tarage régénérées pour chaque jaugeage. La Figure 16.6 montre l'intervalle de confiance moyen annuel calculé avec la gestion dynamique de la courbe de tarage (en bleu) et avec une gestion se rapprochant d'une gestion historique n'utilisant que les 5 courbes de tarage zéros (en rouge). Les couleurs de fond délimitent les différentes populations détectées par la procédure de segmentation, et les nombres rouges le nombre de jaugeages effectués chaque année.

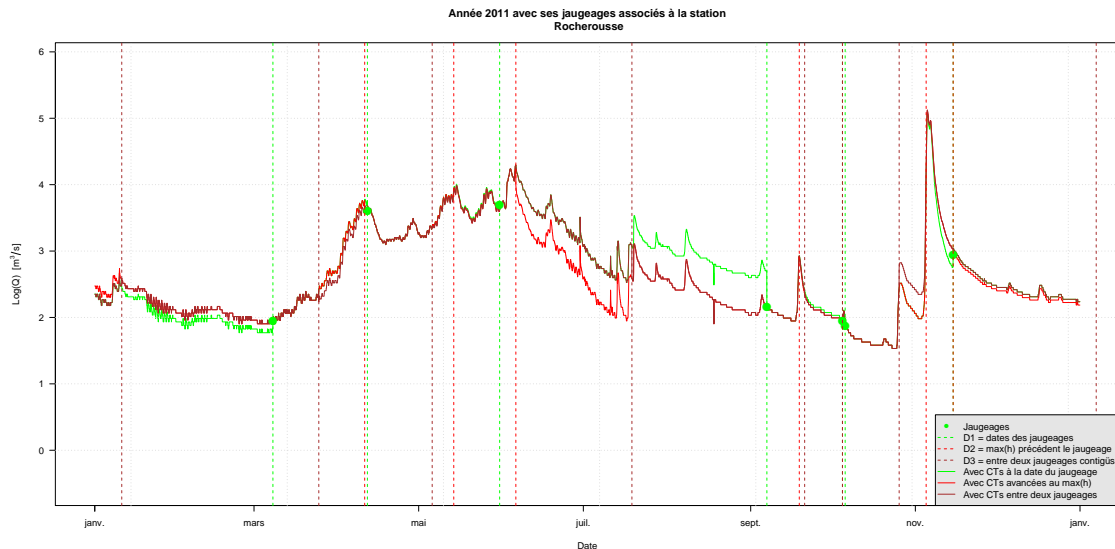


FIGURE 16.5 – Exemple d’effets d’un avancement dans le temps des courbes de tarage sur la régénération de chroniques de débit. Cas de l’année 2011 de la station hydrométrique de l’Ubaye à Rocherousse.

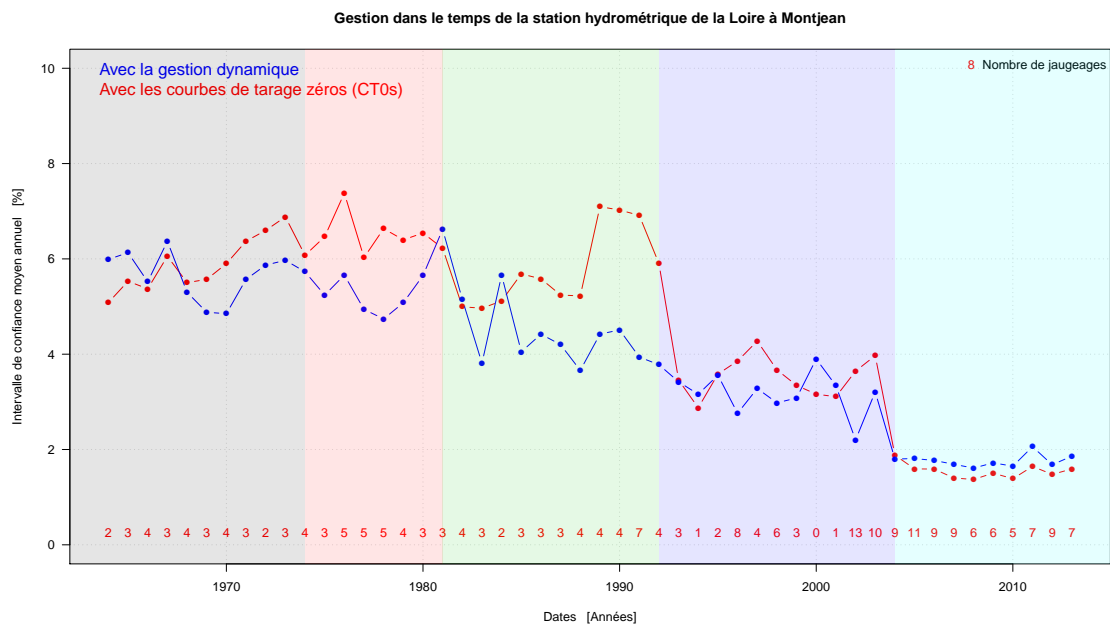


FIGURE 16.6 – 50 années de débit régénérées pour la Loire à Montjean.

On remarque que la gestion dynamique permet de diminuer les incertitudes pour les populations présentant les plus grandes instabilités du contrôle hydraulique (populations 2, 3 et 4). Pour les populations un peu plus stables, par exemple la population 1, l'ordre de grandeur des incertitudes est comparable pour les deux approches. Enfin, il est intéressant de souligner le cas de la population 5. Cette dernière population est la plus stable, reconnue pour avoir un contrôle hydraulique stabilisé. Le graphique nous montre que les deux approches aboutissent sur un calcul d'incertitudes quasiment similaire. Cela signifie que la gestion dynamique est applicable même pour les stations les plus stables. Bien que régénérant une courbe de tarage à chaque jaugage, cette approche n'introduit pas de variabilité là où il n'est pas sensé y en

avoir, puisque comme souligné dans un des chapitres précédents, les courbes recalculées pour les stations hydrométriques les plus stables ont des coefficients a , b et H_0 similaires.

16.4 Comparaison avec la pratique actuelle

16.4.1 Pour la station de la Loire à Montjean

La Figure 16.7 compare les débits, au pas de temps journalier, calculés avec la gestion dynamique de la courbe de tarage à ceux de la Banque Hydro. Le calcul des écarts entre les deux séries montrent deux choses :

- 90.1% des valeurs produites par l'étude dynamique sont comprises dans l'intervalle $] -10\%; +10\%[$.
- 80.5% des écarts sont compris dans l'intervalle de confiance à 95% calculés avec le modèle d'incertitude décrit au chapitre 12.

Cela signifie d'une part, que les débits régénérés par la gestion dynamique de la courbe de tarage sont cohérents avec les débits expertisés et diffusés sur la Banque Hydro. Enfin, l'intervalle de confiance calculé avec la gestion dynamique autour des séries de débits régénérés dynamiquement pourrait être appliqué aux séries de la Banque Hydro.

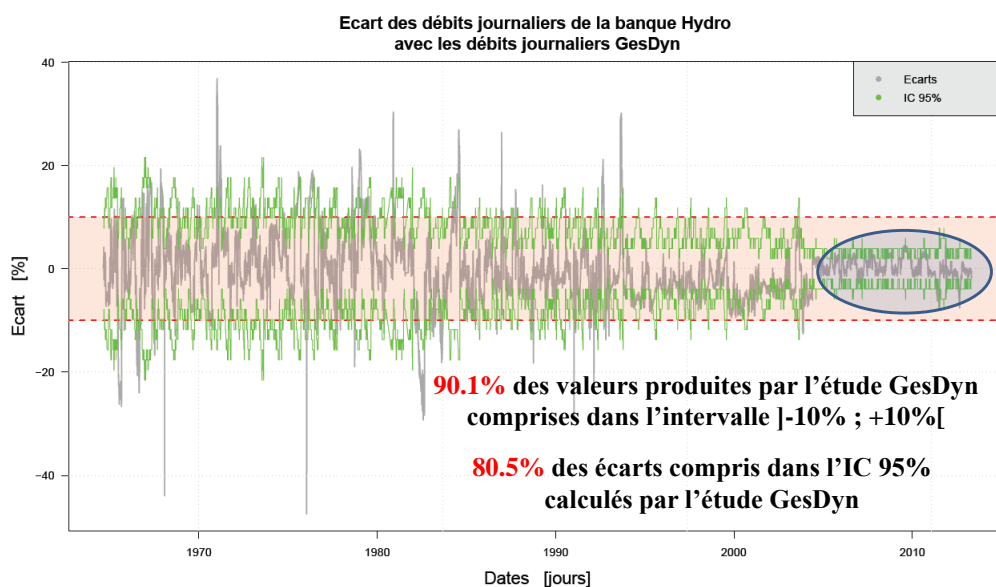


FIGURE 16.7 – Ecart entre les débits journaliers de la Banque Hydro et les débits calculés avec la gestion dynamique de la courbe de tarage pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

16.4.2 Pour des stations du réseau EDF-DTG

On a sélectionné trois stations hydrométriques ici en exemple : celle de La Durance à La Clapière, celle de la Bourne aux Jarrands et celle du Fier à Argonay. Pour ces trois stations on compare le module des séries recalculées avec la gestion dynamique de la courbe de tarage avec celui des séries historiquement construites. les résultats sont les suivants :

Durance à la Clapière : 49.88 [m^3/s] avec la gestion historique et 49.76 [m^3/s] avec la gestion dynamique sur la période 1983-2013.

Bourne aux Jarrands : 2.03 [m^3/s] avec la gestion historique et 1.97 [m^3/s] avec la gestion dynamique sur la période 1984-2012.

Fier à Argonay : 14.60 [m^3/s] avec la gestion historique et 14.38 [m^3/s] avec la gestion dynamique sur la période 1984-2011.

Ce résultat étant similaire sur l'ensemble des stations du panel traitées, on démontre que la gestion dynamique de la courbe de tarage n'introduit pas de biais sur le module. Les séries de débit reconstituées coïncident avec les séries historiquement construites, mais les renforcent et les précisent sur toute la gamme de débit observée sans amener de biais sur le module.

16.5 Homogénéité des séries calculées

Générer des chroniques de façon dynamique permet d'homogénéiser le processus de construction des séries. La comparaison de deux séries devient plus pertinente dans la mesure où on réduit le risque d'écarts dus aux différences de pratiques des opérateurs dans la construction des courbes de tarage.

Chaque jaugeage apporte de l'information susceptible de venir renforcer les chroniques du passé. Sur la station de Rocherousse sur l'Ubaye jaugée depuis 1966, 62 jaugeages ont été effectués sur la période 2001-2015. Une chronique de débits est d'abord générée à partir des hauteurs horaires enregistrées et des jaugeages effectués sur la période 1983-2001. Chaque jaugeage effectué sur la période 2001 à 2014 (62 jaugeages) peut donner lieu à une nouvelle chronique puisque chacun d'eux peut potentiellement être utilisé pour préciser chacune des courbes de tarage construites pour la période 1983-2001.

On a ainsi re-simulé 62 chroniques de débit, la première s'arrêtant en 2001, et la dernière s'arrêtant en 2014, mais possédant toutes en commun la période 1983-2001. On a alors pu comparer les écarts entre les 61 premières chroniques à la dernière, la soixante deuxième, la plus pertinente car basée sur un nombre plus élevé de jaugeages. La Figure 16.8 illustre les résultats de cette étude. On réalise que la moyenne des écarts converge vers zéro et que l'écart-type diminue au fur et à mesure que l'on ajoute des jaugeages dans l'étude.

On met donc en évidence que chaque jaugeage ajouté, parmi une population homogène, peut apporter de l'information et renforcer les chroniques passées dans la mesure où chaque nouveau jaugeage est un point de mesure susceptible d'être sélectionné comme analogue hydraulique des courbes de tarage, et donc préciser leur tracé.

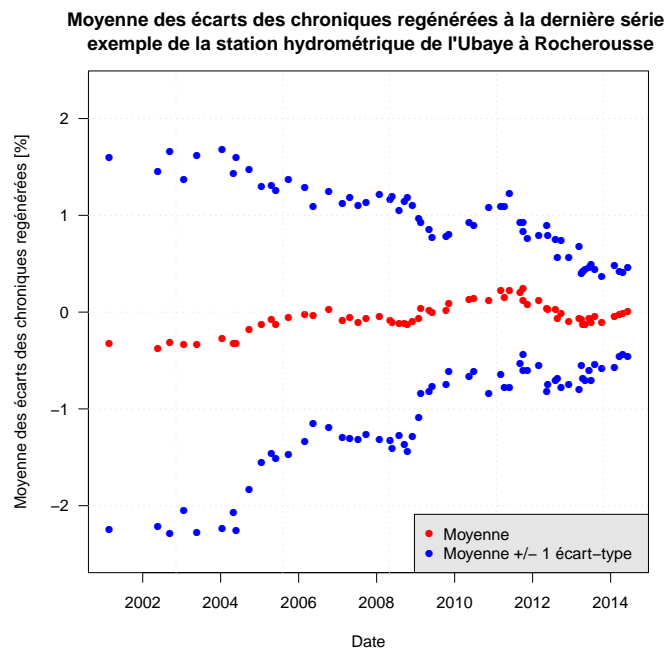


FIGURE 16.8 – Moyennes des écarts de 61 chroniques calculées à Rocherousse ayant pour chacune d’entre elles un jaugeage en plus avec une série de référence.

16.6 La méthode est-elle acceptable en temps réel ?

On a pu démontrer que la méthode de gestion dynamique des courbes de tarage avait un grand intérêt pour régénérer des séries chronologiques de débit sur de longues périodes afin d’homogénéiser le processus de construction. Cependant, dans les attendus initiaux du travail de recherche, figurait l’application au suivi temps réel de manière à minimiser les erreurs consécutives à la lenteur de la prise en compte de la variabilité de la relation hauteur débit.

A ce stade du travail, la démonstration de l’applicabilité de la méthode à la gestion temps réel reste à faire. Pour être menée à bien, elle nécessite la mise en place d’une organisation avec les équipes opérationnelles qui dépasse ce qu’il est raisonnable d’envisager dans le cadre d’un travail de recherche. L’applicabilité de la méthode sera donc testée dans les semaines qui suivront la diffusion de ce manuscrit.

Outil de gestion des stations hydrométriques



Le Lavenchon au Pont du Batout... Une station hydrométrique en devenir.

Les travaux développés dans cette thèse avaient pour objectif, en plus de régénérer des chroniques de débit avec intervalles de confiance, de répondre aux soucis des gestionnaires des stations hydrométriques dont les données produites sont utilisées pour des applications et des décisions en temps réel.

Ainsi, les résultats obtenus grâce au tracé dynamique des courbes de tarage et au calcul des incertitudes associées vont permettre à ces gestionnaires d’optimiser le travail d’exploitation en respectant des critères de qualité. Ce sont ces critères de qualité, de gestion et de suivi des points de mesure qui seront décrits dans ce chapitre. Ces résultats ont fait l’objet d’une publication dans La Houille Blanche ([Perret *et al.*, 2013](#)) consultable à l’Annexe G.

Sommaire

17.1 Exemple de la station hydrométrique de la Loire à Montjean . . .	194
17.1.1 Historique de l’évolution du lit de la Loire à Montjean	194
17.1.2 Intervalle de confiance moyen autour des courbes de tarage.	195
17.2 Indicateurs de gestion et de suivi des stations hydrométriques . .	197
17.2.1 Outil de gestion sur plusieurs stations hydrométriques du réseau EDF-DTG	197
17.2.2 Outil de gestion par gamme de débits	197

17.1 Exemple de la station hydrométrique de la Loire à Montjean

17.1.1 Historique de l’évolution du lit de la Loire à Montjean

La DREAL Pays de la Loire a publié un article ([Poligot-Pitsch *et al.*, 2013](#)) montrant comment l’évolution des courbes de tarage sert à quantifier l’enfoncement du lit de la Loire, plus long fleuve de France.

Dans cette étude, l’évolution des courbes de tarage de la station de la Loire à Montjean a été prise comme indicateur de l’évolution du lit de la Loire. Sans contrôle hydraulique, c’est la morphologie du lit qui impose la relation entre la hauteur d’eau mesurée et le débit. Après analyse, voilà les constats observés après cette étude :

1. un enfoncement d’une quarantaine de centimètres du lit de la rivière a été constaté sur la période 1964-1980 (34 cm entre 1964 et 1980 et 39 cm entre 1969 et 1974).
2. le lit de la Loire a continué à s’enfoncer jusqu’en 2003, puis il s’est rehaussé.
3. de la période 1971-1980 à la période 1992-2003, le lit s’est enfoncé d’environ 110 cm.
4. sur cette période, l’enfoncement le plus rapide est apparu sur la période 1980-1985 : -70 cm en 5 ans, soit près de 2 fois plus important que l’enfoncement de 39 cm annoncé entre 1969 et 1974.
5. depuis 2003, le lit a remonté d’environ 27 cm.

Lors de la procédure de segmentation, 4 ruptures avaient été détectées :

La première entre le 17/10/1974 et le 05/12/1974, la seconde entre le 18/11/1981 et le 23/12/1981, la troisième entre le 16/09/1992 et le 26/11/1992, et la quatrième entre le 18/05/2004

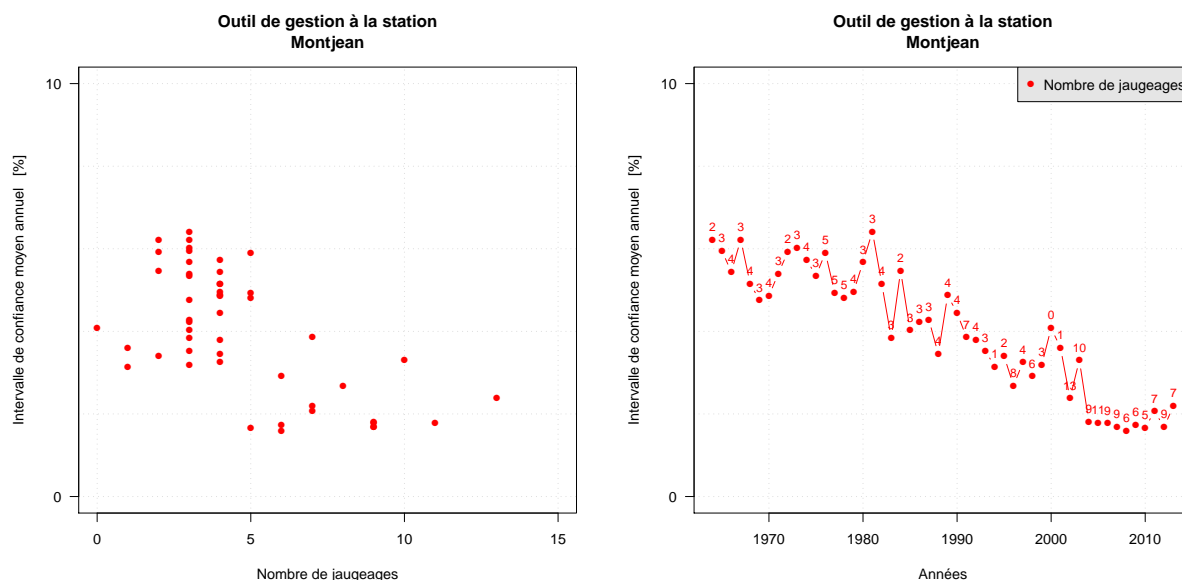


FIGURE 17.1 – Indicateurs de gestion dans le temps de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

et le 27/05/2004.

Ce qui décompose le nuage initial de jaugeages en 5 familles homogènes :

La première du 20/08/1964 au 17/10/1974, la seconde du 05/12/1974 au 18/11/1981, la troisième du 23/12/1981 au 16/09/1992, la quatrième du 26/11/1992 au 18/05/2004 et la cinquième du 27/05/2004 au 08/10/2013.

Ces dates sont cohérentes entre elles ; bien que non complètement similaires, la segmentation suggérée est cohérente avec les réalités physiques observées sur le terrain.

La Figure 17.2 montre la stabilité, après calcul de la dérive et de la variabilité, des différentes populations homogènes de jaugeages précédemment détectées par la procédure de segmentation. On remarque qu'avec le temps, de 1964 à 2013, le lit de la Loire s'est creusé, puis stabilisé, montrant une stabilisation du contrôle hydraulique continu sur la période étudiée. Ainsi le contrôle hydraulique est passé de moyennement stable sur la première période (du 20/08/1964 au 17/10/1974) à stable sur la dernière (du 27/05/2004 au 08/10/2013).

L'outil de gestion montré sur la Figure 17.3 est représenté, populations homogènes de jaugeages par population homogènes de jaugeages. On retrouve alors la stabilité du contrôle hydraulique prédite sur les différentes périodes, toujours en cohérence avec les mouvements du lit de la Loire observés au fil des années.

17.1.2 Intervalle de confiance moyen autour des courbes de tarage.

Un intervalle de confiance moyen des courbes de tarage par population homogènes de jaugeages peut aussi être calculé. Pour l'approximer, on choisit de calculer un intervalle de confiance avec un vieillissement maximal (palier des variogrammes) pour chacune des hauteurs des barèmes des courbes de tarage. On obtient ainsi un intervalle de confiance maximum autour de

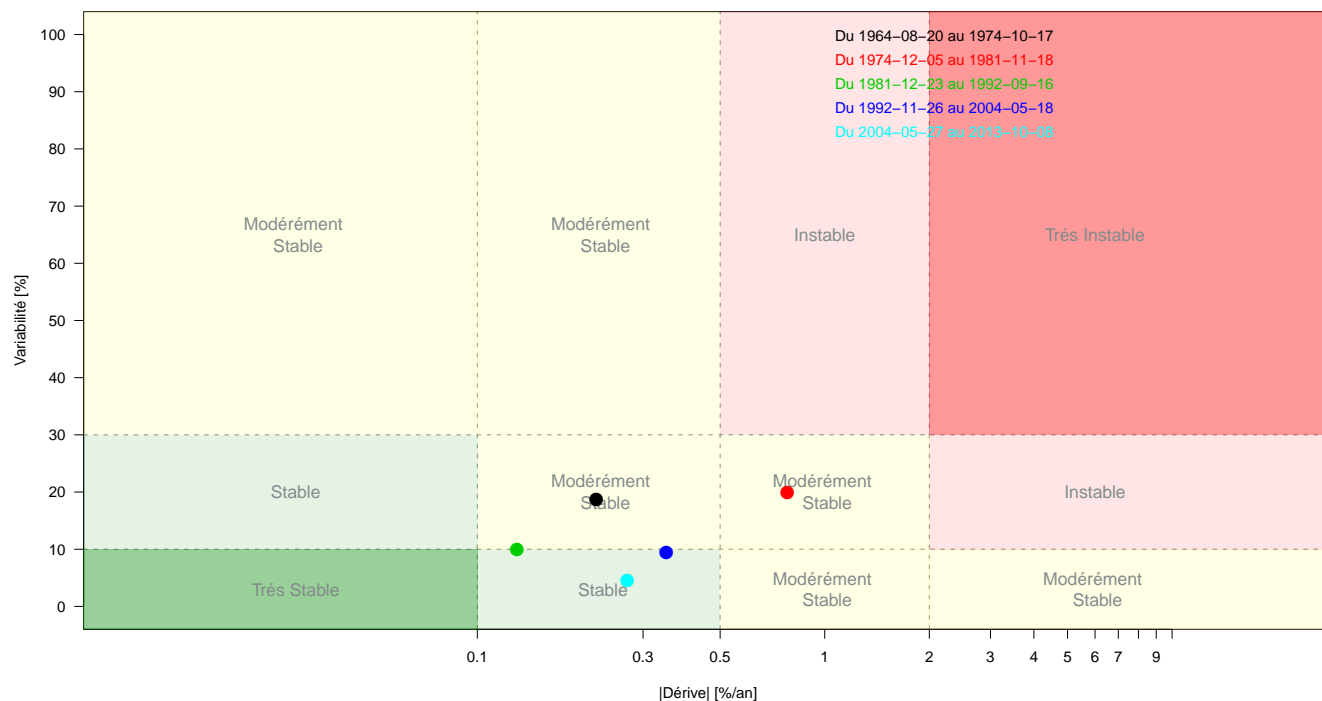


FIGURE 17.2 – Indicateurs (par populations homogènes) de gestion dans le temps de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

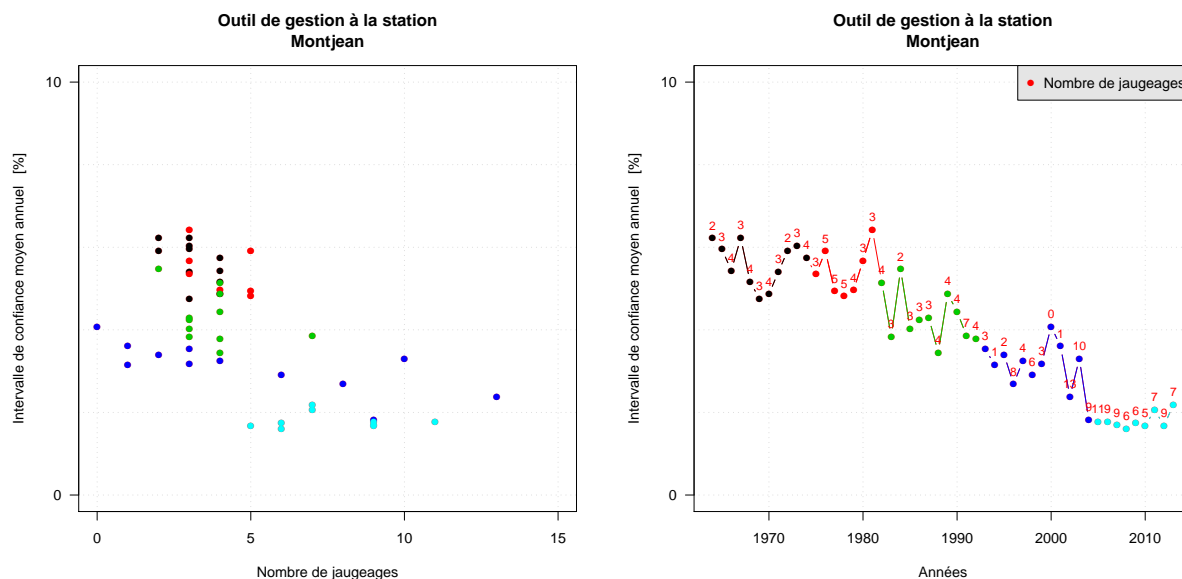


FIGURE 17.3 – Indicateurs (par populations homogènes) de gestion dans le temps de la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

chaque courbe. La moyenne de ces intervalles de confiance autour des courbes de tarage population par population donne l'incertitude moyenne des courbes de tarage de la population considérée (Figure 17.4). Les incertitudes sont données ici au seuil de confiance de 70%.

Sur la Figure 17.4 on retrouve logiquement la stabilité dans le temps des relations hauteur-

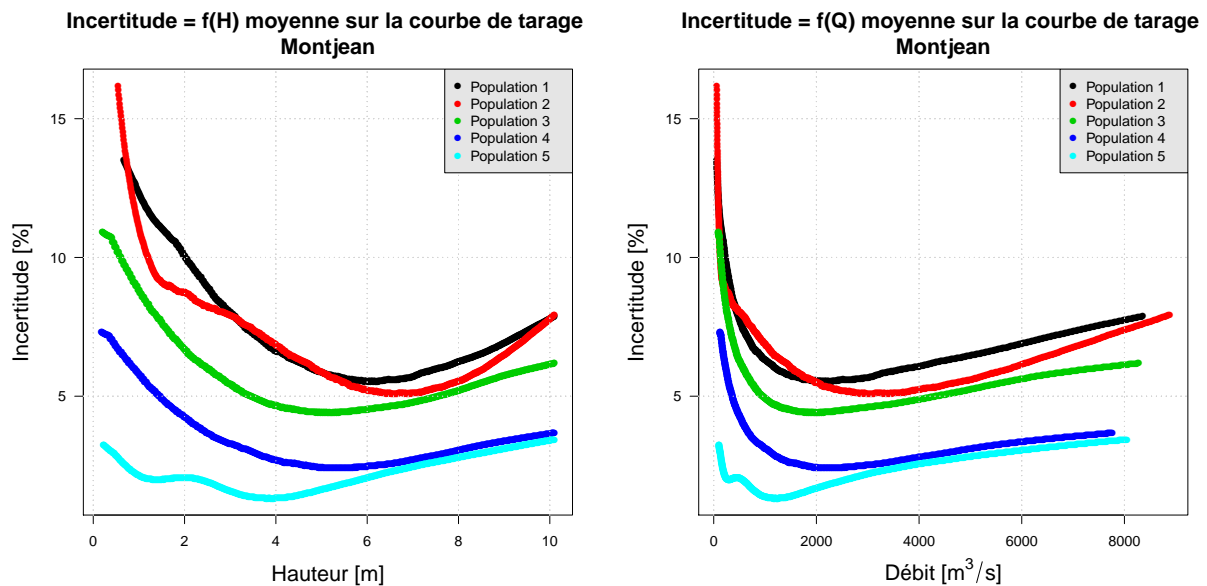


FIGURE 17.4 – Incertitude moyenne autour des courbes de tarage par population homogènes de jaugeages en fonction de la hauteur d'eau (gauche) et en fonction du débit (droite).

débit de la station de la Loire à Montjean. Effectivement, les incertitudes moyennes autour des courbes de tarage sont plus faibles pour les périodes où le contrôle de la station est stable que dans le cas inverse.

17.2 Indicateurs de gestion et de suivi des stations hydrométriques

17.2.1 Outil de gestion sur plusieurs stations hydrométriques du réseau EDF-DTG

Ce travail effectué sur plusieurs stations hydrométriques permet de montrer que l'on peut définir des indicateurs de gestion et répondre à la question :

"Combien de jaugeages faut-il réaliser en une année pour produire des données de débit avec une incertitude moyenne de X%?".

La Figure 17.5 montre pour différents cas contrastés du réseau d'EDF-DTG des résultats de l'indicateur de gestion. On mesure toutefois que les tendances qui se dégagent doivent être interprétées de manière précautionneuse. Tout d'abord, l'intervalle de confiance moyen annuel calculé dépend non seulement du nombre de jaugeages mais aussi de l'hydrologie puisque l'intervalle de confiance calculé pour chacune des valeurs dépend aussi de la sensibilité de la courbe de tarage. Ensuite, le résultat peut être sensible à la faiblesse des échantillons pour un nombre de jaugeages plus élevé. On peut conclure que dans certains cas, l'augmentation du nombre de jaugeages annuels ne compensera jamais la mauvaise qualité du contrôle hydraulique.

17.2.2 Outil de gestion par gamme de débits

L'outil de gestion peut également se faire par gamme de débit (Figure 17.6). Dans l'exemple suivant, quatre gammes de débit ont été déterminées en prenant pour valeur centrale le module

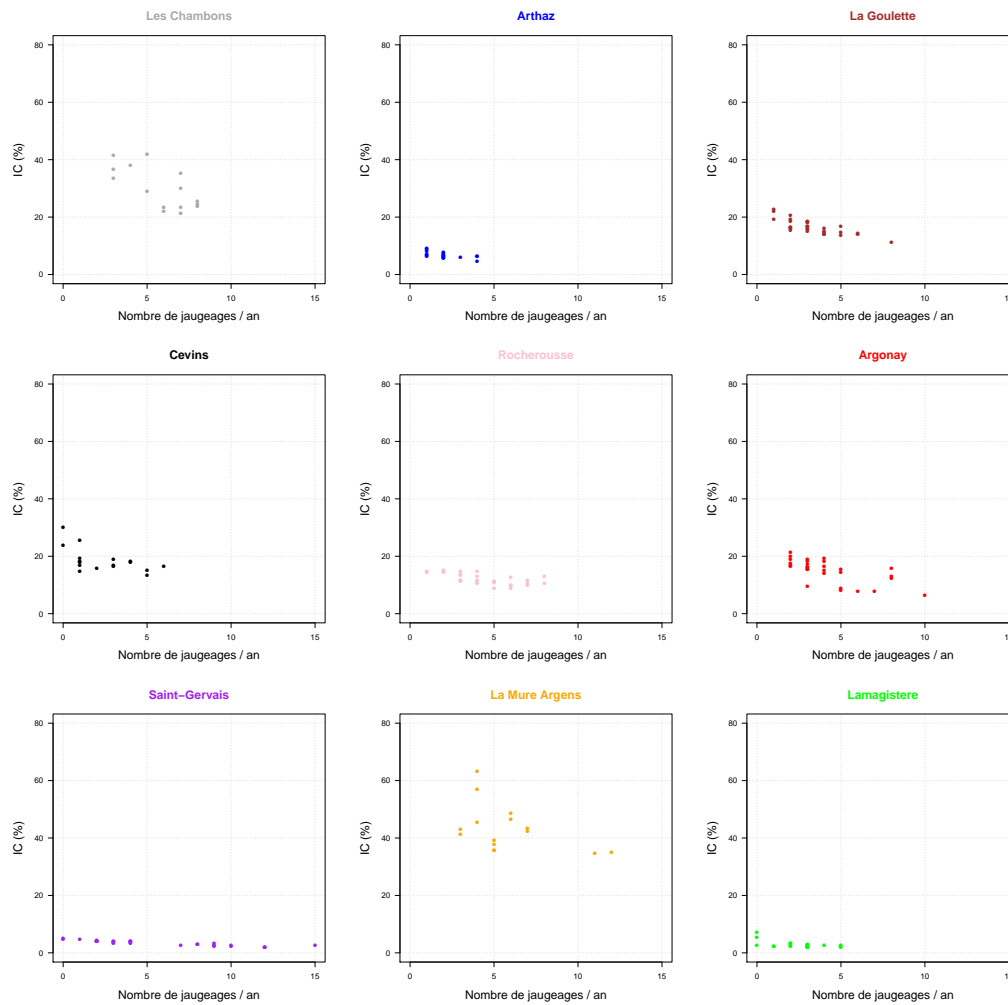


FIGURE 17.5 – Outils de gestion des stations hydrométriques. réponse à la question : "Combien de jaugeages faut-il réaliser en une année pour produire des données de débit avec une incertitude moyenne de X% ?".

de la station. Cet effort permet de souligner les gammes de débit nécessitant le plus de jaugeages pour garder une incertitude moyenne annuelle acceptable.

La Figure 17.7 expose quant à elle l'incertitude finale au seuil de 95% calculée autour des estimations de débit pour la station hydrométrique de l'Isère à Grenoble connue pour sa stabilité. Les débits ont simplement été triés par ordre croissant et des gammes de débits ont été choisies afin d'obtenir un lissage correct (courbe bleue). Ce genre de graphique apporte une aide opérationnelle aux équipes de mesure dans la mesure où il met en évidence les gammes de débits possédant les plus grandes incertitudes et qu'il faudra par conséquent essayer d'explorer. Il doit être tracé en prenant en compte le découpage en populations homogènes de jaugeages donné par la procédure de segmentation (chapitre 7).

Les Figures 17.8, 17.9 et 17.10 exposent les mêmes résultats mais au seuil de confiance de 70% et en décomposant les différents termes d'incertitudes pour les stations hydrométriques de la Bourne aux Jarrands, de la Vienne à Cubord et du Fier à Argonay.

Ces graphiques permettent de mettre en valeur le poids de chacun des termes d'incertitude dans l'incertitude finale. Les résultats sont donnés pour les populations homogènes de jaugeages

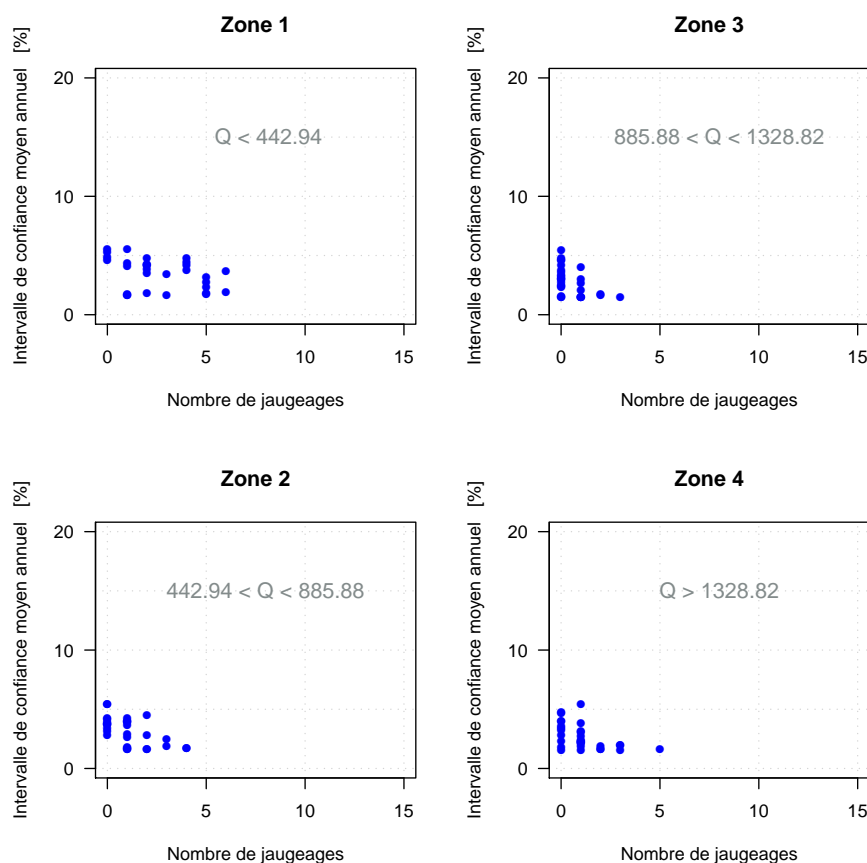


FIGURE 17.6 – Indicateurs de gestion dans le temps et par gammes de débit pour la station hydrométrique de la Loire à Montjean.

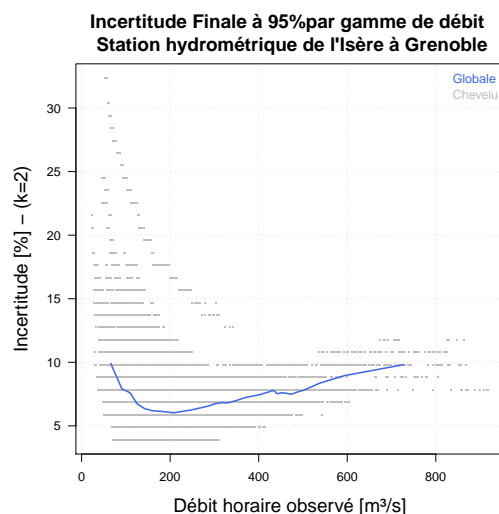


FIGURE 17.7 – Incertitude finale au seuil de confiance de 95% en fonction du débit observé pour la station hydrométrique de l'Isère à Grenoble.

avec des données de hauteurs et donc de débits horaires disponibles (à partir des années 1980). Cette analyse permet de mieux répondre à la question "Dans quelle gamme de débit faut-il jauger ?" toujours dans le but d'obtenir les estimations de débits les plus fiables possibles.

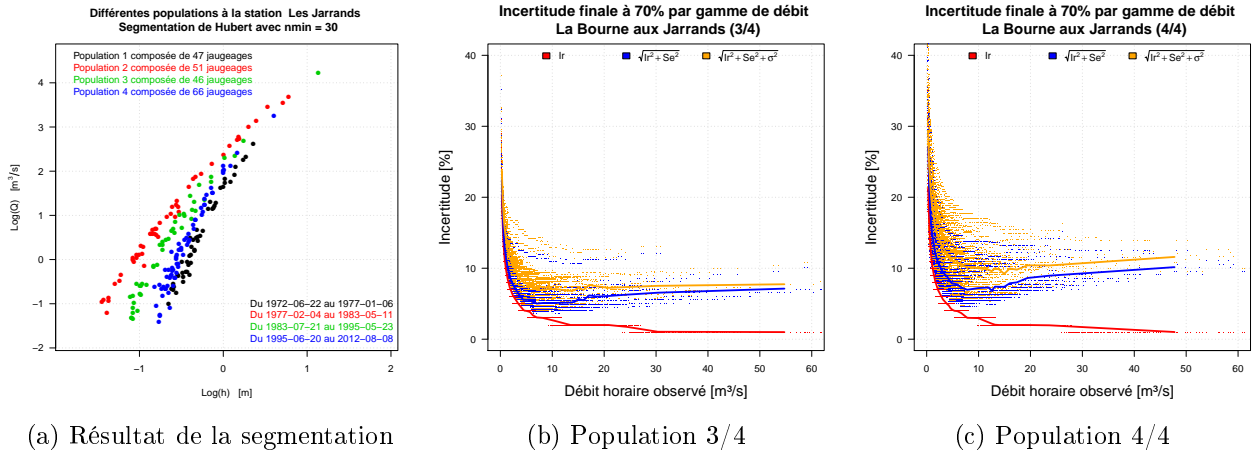


FIGURE 17.8 – Incertitude au seuil de confiance de 70% selon la gamme de débit pour la station hydrométrique de La Bourne aux Jarrands.

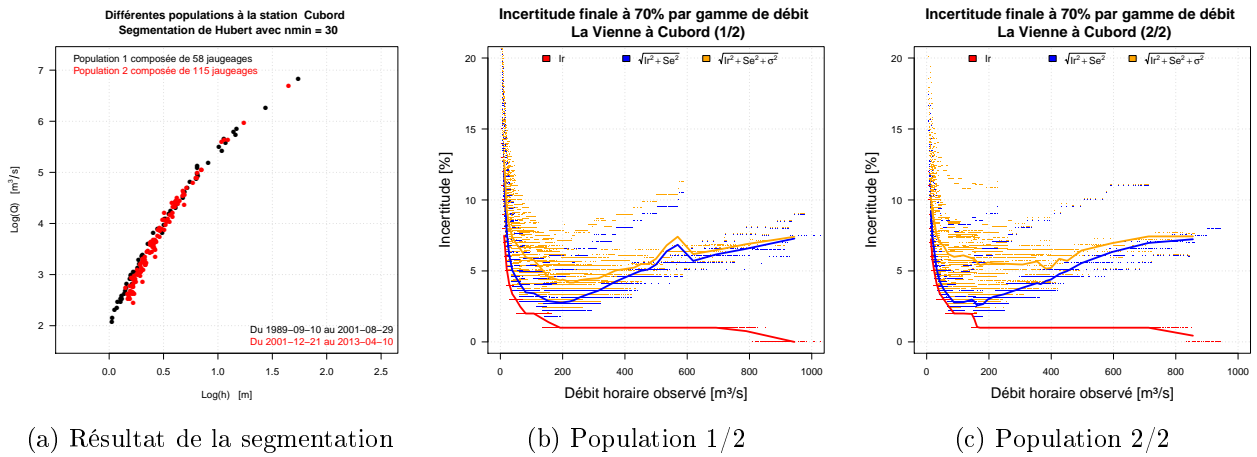


FIGURE 17.9 – Incertitude au seuil de confiance de 70% selon la gamme de débit pour la station hydrométrique de La Vienne à Cubord.

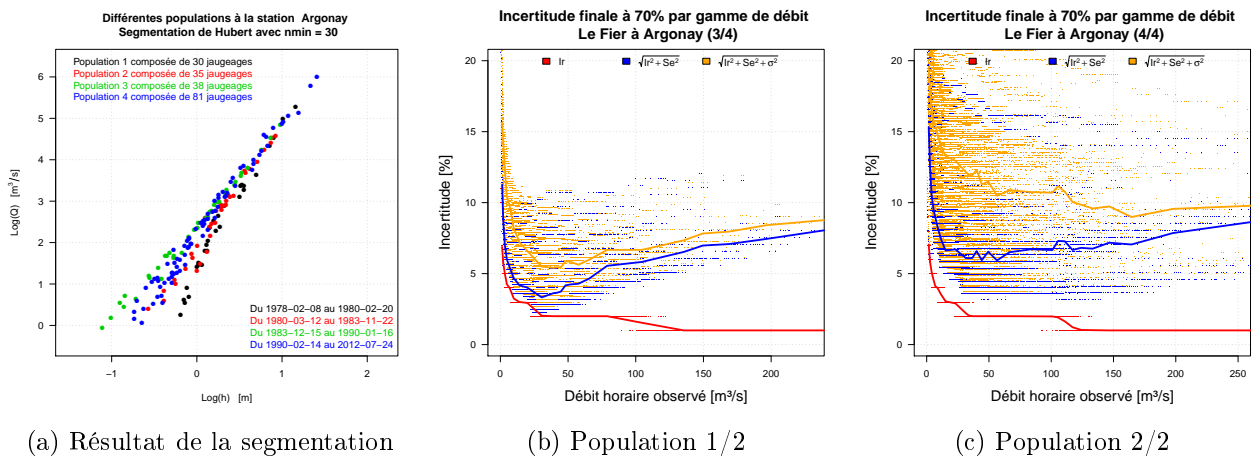


FIGURE 17.10 – Incertitude au seuil de confiance de 70% selon la gamme de débit pour la station hydrométrique du Fier à Argonay.

Conclusion de la quatrième partie

Une fois le tracé dynamique des courbes de tarage abouti, des chroniques de débit avec intervalles de confiance peuvent être reconstituées. Grâce à elles des indicateurs de suivi, de gestion et de qualité des stations hydrométriques peuvent être proposés dans la mesure où un intervalle de confiance moyen annuel peut être calculé et mis en relation avec le nombre de jaugeages effectués pour chacune des années.

L'étude du calcul des incertitudes montre qu'une approche dynamique est utile quelle que soit la variabilité, stable ou instable, des relations hauteur-débit. La station hydrométrique de la Loire à Montjean constitue un modèle parfait d'étude dans la mesure où elle combine deux phases : un contrôle hydraulique instable dans un premier temps, puis stable dans un second.

En croisant les indicateurs de gestion calculés après une approche dynamique (une courbe de tarage pour chaque jaugeage) ou sur une autre se rapprochant plus des méthodes historiques (une courbe pour chaque population homogène de jaugeages) on met en évidence les apports de la gestion dynamique. Elle permet de diminuer les incertitudes de façon significative pour les cas les plus instables, et donne les mêmes résultats qu'une approche plus historique pour les cas les plus stables. La gestion dynamique de la courbe de tarage peut donc être appliquée quelle que soit la stabilité des contrôles hydrauliques des stations hydrométriques.

Les indicateurs de gestion et de qualité obtenus, globalement ou par gammes de débits, apportent une aide indéniable quand à la gestion des points de mesure. En répondant à des questions telles que "Combien de jaugeages faut-il faire par an pour obtenir une incertitude moyenne annuelle de X% ?" ou "Dans quelle gamme de débit ces jaugeages doivent-ils être effectués ?" ; c'est l'organisation des équipes de mesure qui peut être améliorée. L'effort de jaugeage peut ainsi être adapté à la variabilité de la relation hauteur-débit mais tout en tenant compte des enjeux associés à la station considérée. La valeur ajoutée qui découle de ce mode de gestion devrait bénéficier à toutes les fonctions des points de mesure : surveillance des milieux, prévisions, études de prédimensionnement. On répète que ces travaux sur la gestion dynamique de la courbe de tarage et son modèle d'incertitude associé ont fait l'objet d'une publication dans *The Journal of Hydrology* ([Morlot et al., 2014b](#)) consultable à l'Annexe E.

Conclusion générale

Pour répondre aux enjeux de sûreté, de respect d'exigences environnementales et de production, EDF exploite jour après jour des stations hydrométriques donnant une estimation du débit en rivières, ces débits permettant une prévision de la ressource en eau pour la production d'électricité, des études hydrologiques, et des pré-dimensionnements d'ouvrages. Garantir la qualité des données de débit en estimant leur incertitude est alors devenu un objectif majeur pour EDF-DTG.

La méthode proposée dans ces travaux de thèse suggère un nouveau mode de tracé des courbes de tarage. Elle introduit la notion de gestion dynamique de ces dernières en traçant une nouvelle courbe de tarage (relation hauteur-débit) à chaque nouveau jaugeage prenant ainsi en considération la vie de la station.

Un modèle d'incertitudes est également construit afin de calculer une incertitude autour de chaque estimation de débit à partir des courbes de tarage. Ce modèle d'incertitudes prend en compte les incertitudes des jaugeages, les incertitudes sur les relevés de mesure de hauteur d'eau ainsi que les incertitudes liées au tracé des courbes de tarage. Une approche variographique est également utilisée afin de faire vieillir les intervalles de confiance.

Ce modèle paraît traduire de manière assez réaliste ce qui se passe sur les stations hydrométriques, en prenant en considération leurs vies, et l'historique des jaugeages effectués sur chacune d'entre elles. En prenant en compte la variabilité des conditions d'écoulement, la méthode élimine la question de quand les courbes doivent être repensées puisqu'elles sont actualisées à chaque nouveau jaugeage.

La méthode présentée a été testée avec succès sur un panel de stations hydrométriques du réseau EDF-DTG. Une telle étude se révèle importante dans la gestion quotidienne du réseau d'hydrométrie d'EDF dans la mesure où des questions comme "Combien de jaugeages faut-il réaliser par année sur une station pour avoir tant d'incertitude?" ou "Quand et dans quelle gamme de débits doivent être effectués les jaugeages?" pourraient réorganiser la gestion des stations hydrométriques en se voyant attribuer des réponses. Ces réponses optimiseraient le travail des jaugeurs et réorganiseraient la gestion dans le temps des stations hydrométriques.

La gestion dynamique de la courbe de tarage et son modèle d'incertitudes requièrent encore du travail, pour la division du nuage initial de jaugeages par exemple en testant d'autres hypothèses et procédures de segmentation. Un travail plus profond doit également être consacré

à l'estimation du point de convergence, en utilisant des approches hydrauliques par exemple. La sélection des analogues hydrauliques puis l'estimation des incertitudes associées à chaque jaugeage sont également des points susceptibles de trouver des améliorations.

Malgré ces pistes de progrès, la méthode est aujourd'hui capable de régénérer et de façon homogène des chroniques de débit avec intervalles de confiance en prenant en compte les incertitudes sur les relevés de hauteurs d'eau, sur la qualité de tracé des courbes de tarage et les incertitudes des jaugeages. Une approche variographique permet également de prendre en compte le vieillissement des jaugeages, et des courbes de tarage. Des indicateurs sont fournis en aval de ces travaux qui peuvent être utilisés afin d'améliorer les stratégies opérationnelles de gestion des stations hydrométriques selon les enjeux représentés.

En considérant le passé des stations hydrométriques, une telle approche peut produire de longues séries de débit de référence avec incertitudes pour améliorer les études hydrologiques et de pré-dimensionnement d'ouvrages. En plus de cela, le calcul de la dernière courbe de tarage peut être utilisé pour la gestion en temps réel de la station hydrométrique concernée.

Lien avec la sédimentologie : diagramme de Hjülstrom (1935).

En hydrométrie on passe par la mesure de hauteur d'eau que l'on convertit en débit à l'aide d'une courbe de tarage pour obtenir des séries temporelles de débit. Or, l'idéal serait non pas d'avoir une valeur précise de hauteur d'eau au pas de temps fin, mais une estimation fiable de la variation du contrôle hydraulique au cours du temps. Ainsi des paramètres hydrauliques robustes seraient calés et des estimations de débit rigoureuses seraient obtenues.

La sédimentologie est une science bien connue de la littérature. Une bibliographie vaste existe sur ce sujet. Un lien entre la sédimentologie et ces travaux pourrait être effectué dans la mesure où en connaissance de la vitesse de courant on pourrait déduire le déplacement ou non de grains en fonction de leurs diamètres. Le diagramme de Hjülstrom a été construit dans ce but (Figure 18.1). Il illustre bien le comportement des particules en fonction de leur taille et de la vitesse du courant. Ce diagramme a été basé sur des expériences en laboratoire afin de déterminer la vitesse minimale d'un courant nécessaire pour mobiliser, transporter et déposer des grains. Connaissant la vitesse du courant on serait alors en mesure de prévoir un déplacement de grains constituant le contrôle hydraulique d'une station hydrométrique et donc la modification de ce contrôle.

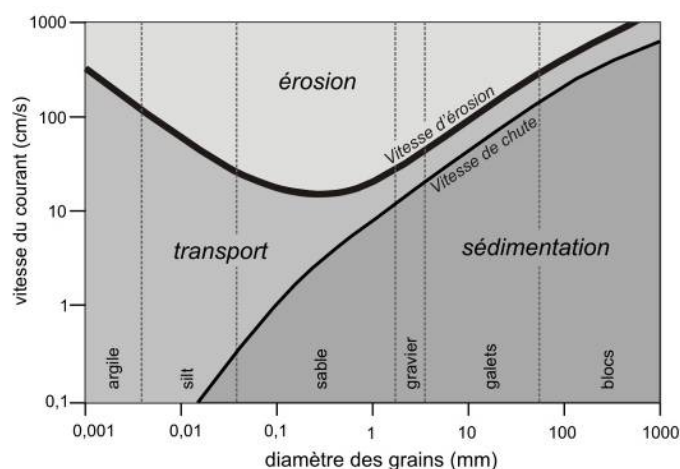


FIGURE 18.1 – Diagramme classique de Hjülstrom (1935).

Et si on traçait une courbe de tarage par jour ?

Une fois les courbes de tarage calculées de façon dynamique pour chaque jaugeage, pourquoi ne pas aller encore un cran plus loin dans la logique de dynamisme et tracer une courbe de tarage chaque jour ? Des solutions se présenteraient alors :

La première par exemple consisterait à tracer une courbe de tarage par jour par interpolation journalière entre deux courbes de tarage. En connaissant le nombre de jours séparant deux courbes, l'interpolation serait simple mais présenterait comme défaut de ne fluctuer que dans un sens alors que les mouvements de substrats fins du lit d'une rivière peuvent bouger dans les deux sens selon l'intervalle de temps considéré. Aussi, cette méthode de construction est impossible en temps réel.

La seconde consisterait à faire vieillir progressivement, grâce à l'approche variographique, l'incertitude des jaugeages du nombre de jours séparant deux jaugeages contigus (deux courbes de tarage par principe de la gestion dynamique). En effet chaque jaugeage possède des analogues hydrauliques. Et chaque jour, l'incertitude des jaugeages vieillit et augmente. Ainsi en faisant vieillir chaque jour un peu plus le jaugeage i , la sélection de ses analogues hydrauliques serait susceptible de changer parmi une population homogène de jaugeages et donc de modifier quotidiennement sa courbe de tarage associée, et ce jusqu'au jaugeage $i + 1$, et ainsi de suite avec le jaugeage $i + 1$... On souligne ici que les jaugeages ne peuvent vieillir que jusqu'au palier des variogrammes. Cette méthode pourrait alors finir par converger après un certain nombre de jours (portée des variogrammes) vers la même courbe de tarage en attendant celle correspondant au jaugeage suivant.

Ce travail permettrait de recalculer une courbe de tarage tous les jours. La variabilité des conditions d'écoulement serait alors prise en compte encore plus finement.

Approfondissement de l'incertitude des jaugeages

Le calcul d'une incertitude spécifique autour de chaque jaugeage serait un travail précieux toujours pour améliorer le tracé des courbes de tarage. Ne pas sous-estimer ou sur-estimer une incertitude autour de chaque jaugeage permettrait effectivement de tracer une courbe de tarage la plus en adéquation avec la physique des rivières. A ce sujet des travaux sont en cours d'élaboration ([Despax, 2013-1016](#)). On peut également citer les travaux de [Le Coz et al. \(2012\)](#) sur l'incertitude des jaugeages effectués par exploration du champ des vitesses.

L'incertitude des jaugeages est un sujet qui intéresse de plus en plus la communauté des hydromètres. Les efforts fournis sur ce champ d'application ne pourront que rendre plus robuste la gestion dynamique de la courbe de tarage.

Date de début de validité des courbes de tarage ?

Par défaut et par construction de la méthode de tracé dynamique des courbes de tarage proposée, la date de début de validité de chaque courbe de tarage est la date du jaugeage pour lequel elles ont été tracées. Or tout hydromètre est conscient que le jaugeage n'est que le principal témoin d'un éventuel détarage. Si on en constate un, celui-ci est forcément dû à un événement physique (éboulement, glissement de terrain, lit de la rivière changeant) ou hydrologique (crue) survenu avant la date du jaugeage le mettant en évidence. Ainsi la date d'établissement des courbes de tarage créées ne devraient pas être celle des jaugeages, mais celle des dates antérieures correspondant par exemple à des maxima de hauteurs observés (ou

même de vitesses, car c'est souvent la vitesse qui provoque les détarages).

Ici la difficulté réside dans l'ampleur de la tâche lorsqu'il s'agit de régénérer des séries temporelles de débit sur plus de trente ans. L'automatisation des dates d'établissement des courbes de tarage reste délicate sur des intervalles de temps aussi grand et des perspectives d'améliorations pourraient sans aucun doute être développées.

Partir d'une feuille blanche et faire une simulation temps réel

Pour répondre à des questions sur la validité de la méthode proposée pour la gestion "temps réel" des stations hydrométriques, des simulations pourraient être effectuées. Par exemple, partir des 10 premiers jaugeages d'une station, puis appliquer la gestion dynamique de la courbe de tarage dans sa totalité à chaque jaugeage suivant. Une telle étude serait appréciable afin de mettre en évidence les limites/succès de la méthode dynamique de gestion de la courbe de tarage des points de mesure concernés.

Recalcul patrimonial des séries de débit.

En utilisant la gestion dynamique de la courbe de tarage pour resimuler des chroniques sur l'ensemble des stations hydrométriques d'un réseau de mesure, les séries générées seraient homogènes au niveau de leur construction et pourraient être plus facilement comparées entre elles. Les études utilisant de telles données de débit seraient également plus facilement confrontables.

Et enfin, tester le modèle...

Un modèle de gestion dynamique de la courbe de tarage et son modèle d'incertitude ont été construits, il conviendrait alors de le tester sous toutes ses formes. Par exemple, lancer des simulations en enlevant aléatoirement des jaugeages, dépendamment ou non de la gamme de débit, et en regardant les effets sur les chroniques générées, sur la calibration statistique et sur le calcul d'incertitudes permettrait encore d'apporter des indicateurs de gestion et de réaliser à quelle fréquence et dans quelle gamme de débit il est nécessaire ou non de jauger.

Bibliographie

- C. ALLEGRE : *Un peu de science pour tout le monde*. 2003.
- H. ANDRÉ : Méthode chimique de dilution - procédé par intégration. *In Mémoires et travaux de la Société Hydrotechnique de France*, 1960.
- M. AUDINET : *Hydrométrie appliquée aux cours d'eau*. 1995.
- I. BECCHI, V. ANSELMO, I. SACCARDO et Pinelli P.F. : *Manuale per il monitoraggio idrografico*. 1994.
- P. BELLEUDY : *Hydraulique des écoulements en rivière - Hydrométrie*. Note de cours, 2003.
- Y. BENGIO : Markovian models for sequential data. *Neural Comp. Surveys*, 2:129–162, 1998.
- J. BESSON : *L'art et science de trouver les eaux et fontaines...* 1569.
- F. BIRGAND, G. LELLOUCHE et T.W. APPELBOOM : Measuring flow in non-ideal conditions for short-term projects : Uncertainties associated with the use of stage-discharge rating curves. *Journal of Hydrology*, 503:186–195, 2013.
- S. BLAZKOVA et K. BEVEN : A limits of acceptability approach to model evaluation and uncertainty estimation in flood frequency estimation by continuous simulation : Skalka catchment, czech republic. *Water Resources Research*, 45,W00B16, 2009.
- A. BODIAN, H. DACOSTA et A. DEZETTER : Caractérisation spatio-temporelle du régime pluviométrique du haut bassin du fleuve sénégal dans un contexte de variabilité climatique. *Physio-Géo*, 5:107–124, 2011.
- P. BOIS : *Hydraulique des écoulements en rivière*, 2003.
- C. CARRE, C. PERRET, A. KHALADI, G. PIERREFEU et M. SCOTTI : Coûts et strategie de gestion des réseaux d'observations hydrométriques. *In Congrès SHF - 30es Journées de l'hydraulique : "Mesures hydrologiques et incertitudes"*, 2008.
- B. CASTELLI : *Della Misura Dell' Acque Correnti*. 1628.
- H. CHERNOFF et S. ZACKS : Estimating the current mean of normal distribution which is subject to changes in time. *The Annals of Mathematical Statistics*, 35:999–1018, 1964.

- R. T. CLARKE : Uncertainty in the estimation of mean annual flood due to rating-curve indefinition. *Journal of Hydrology*, 222(1–4)(1–4):185–190, 1999.
- R. T. CLARKE, E.M. MENDIONDO et L.C. BRUSA : Uncertainties in mean discharges from two large south american rivers due to rating curve variability. *Hydrological Sciences Journal*, 45:221–236, 2000.
- D. CORBETT : Stream gauging procedure, 1943.
- N. CRESSIE : *Statistics for Spatial data*. Wiley Series in Probability and Statistics. John Wiley & Sons, Hoboken, 1993. 887 p.
- D. R. DAWDY : Depth-discharge relations of alluvial streams - discontinuous rating curves : U.s.g.p.o. *Water Supply Paper*, 1498-C:16 p, 1961.
- L. DE VINCI : *Il Codice Atlantico*. nella Biblioteca Ambrosiana di Milano, 1894-1904.
- G. DEGOUTTE : *Aide mémoire d'hydraulique à surface libre*. 2006.
- R. DESCARTES : *Principia philosophiae*. 1664.
- A. DESPAX : *Gestion dynamique des courbes de tarage - Volet 2*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 2013-1016.
- G. DI BALDASSARRE et P. CLAPS : A hydraulic study on the applicability of flood rating curves. *Hydrology Research*, 42:10–19, 2011.
- G. DI BALDASSARRE et A. MONTANARI : Uncertainty in river discharge observations : a quantitative analysis. *Hydrology and Earth System Sciences*, 13:913–921, 2009.
- A. DOMENEGHETTI, A. CASTELLARIN et A. BRATH : Assessing rating-curve uncertainty and its effects on hydraulic model calibration. *Hydrology and Earth System Sciences*, 16:1191–1202, 2012.
- F. DOTTORI, M. L. MARTINA et E. TODINI : A dynamic rating curve approach to indirect discharge measurement. *Hydrology and Earth System Sciences*, 13:847–863, 2009.
- G. DRAMAIS : *Quantification des incertitudes d'un jaugeage par profileur accoustique à effet Doppler*. 2011.
- J.R. DYMOND et R. CHRISTIAN : Accuracy of discharge determined from a rating curve. *Hydrological Sciences Journal*, 27(4):493–504, 1982.
- L. ESCANDE : *Hydraulique générale*. 1943.
- G. FONTANA : *Dell' Accrescimento che hanno fatto li fiumi, torrenti, e Fosi che anno causato l'inondatione à Roma il Natale, 1598*. 1640.
- N. FORRAY, J.C. AUER, J.F. BROCHOT, Y. ERAUD, A. FAVRIAU, M. GHIO, C. LALLEMENT, M. LANG, M. ODIER et C. SCHERER : *Charte qualité de l'hydrométrie : code de bonnes pratiques*. Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, 1998.
- M. FRANCHINI, P. LAMBERTI et P. DI GIAMMARCO : Rating curve estimation using local stages, upstream discharge data and a simplified hydraulic model. *Hydrology and Earth System Sciences*, 3(4):541–548, 1999.

- A. H. FRAZIER : *Water Current Meters. In the smithsonian collections of the national museum of history and technology.* 1974.
- H.J. FREESTONE : Sensitivity of flow measurement to stage errors for new zealand catchments. *Journal of Hydrology New Zealand*, 22(2):175–181, 1983.
- A. GIRET : *Les cours d'eau français : approche quantitative.* 2012.
- J-L. GUERRERO, Ida. K. WESTERBERG, S. HALLDIN, C-Y. XU et L-C. LUNDIN : Temporal variability in stage-discharge relationships. *Journal of Hydrology*, 446–447:90–102, 2012.
- A.S. HAMILTON et R.D. MORRE : Quantifying uncertainty in streamflow records. *Canadian Water Resources Journal*, 37(1):3–21, 2012.
- A. HAUET : *Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-Scale Particle Image Velocimetry.* Thèse de doctorat, Ecole doctorale Terre, univers, Environnement, 2006.
- R. W. HERSCHY : *Streamflow Measurement.* Taylor & Francis, New York, 3rd édition, 2009. 887 p.
- R.W. HERSCHY : *Hydrometry, Principles and Practices.* 1999.
- R.W. HERSCHY : The uncertainty in a current meter measurement. *Flow Measurement and Instrumentation*, 13(5–6):281–284, 2002.
- P. HUBERT, J.P. CARBONNEL et A. CHAUCHE : Segmentation des séries hydrométéorologiques. Application à des séries de précipitations et de débits de l'Afrique de l'Ouest. *Journal of Hydrology*, 110(3–4):349–367, 1989.
- ISO1100-2 : Hydrometry measurement of liquid flow in open channels. part 2 : Determination of the stage-discharge relationship. Rapport technique, International Organization for Standardization, Geneva, 2010.
- ISO748 : Hydrométrie - mesurage du débit des liquides dans les canaux découverts au moyen de moulinets ou de flotteurs. Rapport technique, International Organisation for Standardisation, 2007.
- ISO772 : Hydrométrie - vocabulaire et symboles. Rapport technique, International Organisation for Standardisation, 2011.
- J. JALBERT, T. MATHEVET et A-C. FAVRE : Temporal uncertainty estimation of discharges from rating curves using a variographic analysis. *Journal of Hydrology*, 397(1–2)(1–2):83–92, 2011.
- B.E. JONES : A method of correcting river discharge for a changing stage. *U.S. Geological Survey*, Supply Paper 375:117–130, 1916.
- A. KEHAGIAS : A hidden markov model segmentation procedure for hydrological and environmental time series. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 14:117–130, 2004.
- A. KEHAGIAS et V. FORTIN : Time series segmentation with shifting means hidden markov models. *Nonlinear Processes in Geophysics*, 13:339–352, 2006.
- M. KENDALL : *Rank correlation methods.* Griffin, London, 1975.

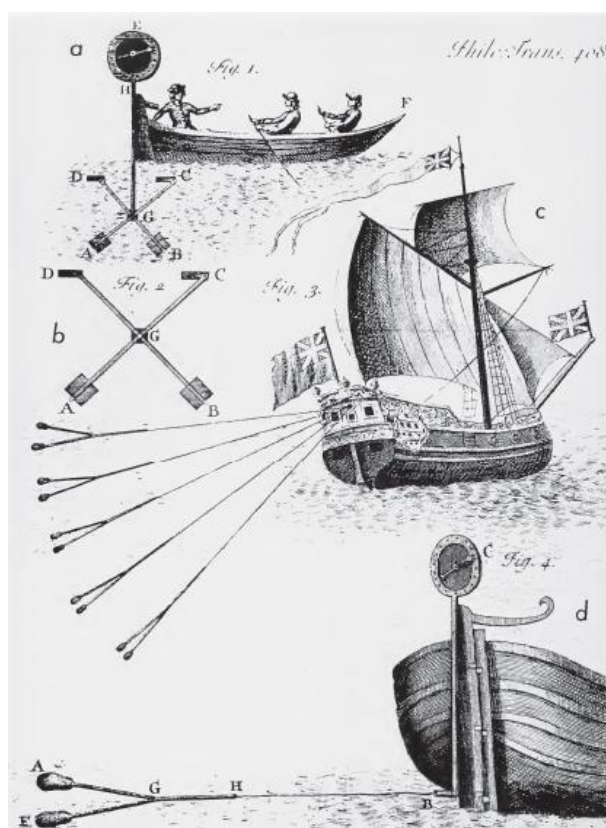
- M.G. KENDALL et A. STUART : *The Advanced Theory of Statistics, vol.2, 2nd edn.* London : Griffin, 1963.
- A. KIRCHER : *Mundus subterraneus*. 1665.
- G. KUCZERA : Correlated rating curve error in flood frequency inference. *Water Resources Research*, 32(7):2119–2127, 1996.
- G. KUCZERA, B. RENARD, M. THYER et D. KAVETSKI : There are no hydrological monsters, just models and observations with large uncertainties. *Hydrological Sciences Journal*, 55(6): 990–991, 2010.
- A. KUENTZ : *Un siècle de variabilité hydro-climatique sur le bassin de la Durance. Recherches historiques et reconstitutions*. Thèse de doctorat, L’Institut des Sciences et des Industries du Vivant et de l’Environnement (AgroParisTech), 2013.
- M. LANG, C. PERRET, E. RENOUF, E. SAUQUET et A. PAQUIER : Incertitudes sur les débits de crue. *La Houille Blanche*, 6, 2006.
- J. LE COZ : A literature review of methods for estimating the uncertainty associated with stage-discharge relations. Rapport technique, WMO initiative on Assessment of the Performance of Flow Measurement Instruments and Techniques, 2012.
- J. LE COZ, B. CAMENEN, X. PEYRARD et G. DRAMAIS : Uncertainty in open-channel discharges measured with the velocity-area method. *Flow Measurement and Instrumentation*, 26:18–29, 2012.
- J. LE COZ, Pierrefeu G., G. SAYSET, J. BROCHOT et P. MARCHAND : *Mesures hydrologiques par profileur Doppler*. 2008.
- J. LE COZ, B. RENARD, L. BONNIFAIT et R. LE BOURSICAUD : Combining hydraulic knowledge and uncertain gaugings in the estimation of hydrometric rating curves : A bayesian approach. *Journal of Hydrology*, 509:573–587, 2014.
- F. LOMBARD : Rank tests for changepoint problems. *Biometrika*, 74 (3):615–624, 1987.
- H.B. MANN : Nonparametric tests against trend. *Econometrica*, 13:245–259, 1945.
- J.M. MASSON, M. GHIO, Ch. LALLEMENT, C. PARSY et J.P. PHILIPPE : Débitmétrie : précision des stations de jaugeage. *La Houille Blanche*, 4–5:333–338, 1987.
- H. McMILLAN, J. FREER, F. PAPPENBERGER, T. KRUEGER et M. CLARK : Impacts of uncertain river flow data on rainfall-runoff model calibration and discharge predictions. *Hydrological Processes*, 24(10):1270–1284, 2010.
- P. MEYLAN, A.-C. FAVRE et A. MUSY : *Hydrologie fréquentielle : Une science prédictive*. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2008.
- S. MOORE : *Suivi des flux d’eau et de matières en suspension dans les cours d’eau par profileurs acoustiques Doppler horizontaux*. Thèse de doctorat, Terre, Univers, Environnement (TUE), 2011.
- T. MORLOT, C. PERRET et A.-C. FAVRE : Decomposition of a cloud of gaugings into hydraulically homogeneous families for the tracing of the rating curves by using existing segmentation procedures. *In RiverFlow 2014, Lausanne*, 2014a.

- T. MORLOT, C. PERRET, A-C. FAVRE et J. JALBERT : Dynamic rating curve assessment for hydrometric stations and computation of the associated uncertainties : Quality and station management indicators. *Journal of Hydrology*, 517:173–186, 2014b.
- R. A. MOYEED et R. T. CLARKE : The use of bayesian methods for fitting rating curves, with case studies. *Advances in Water Resources*, 28(8):807–818, 2005.
- L. NEPPEL, B. RENARD, M. LANG, I. AYRA, D. CŒUR, E. GAUME, N. JACOB, O. PAYRASTRE, K. POBANZ et F. VINET : Flood frequency analysis using historical data : accounting for random and systematic errors. *Hydrological Sciences Journal*, 55(2):192–208, 2010.
- NFENV13005 : Guide to uncertainty in measurement (gum). Rapport technique, International Organisation for Standardisation, 1999.
- A. OLIVIER, G. PIERREFEU, M. SCOTTI et B. BLANQUART : Incertitudes sur les débits issus des courbes de tarage. In *SHF conference, Hydrological Measurements and Uncertainties*, 2008.
- A. OLIVIER, G. PIERREFEU, M. SCOTTI et B. BLANQUART : Incertitude des mesures de débit réalisées a l'adcp. *La Houille Blanche*, 3:132–137, 2009.
- B. PALISSY : *Des Eaux et des Fontaines*. 1580.
- B. PALISSY et E. MARIOTTE : *Traité du mouvement des eaux et fluides*. 1686.
- F. PAPPENBERGER, P. MATGEN, K. BEVEN, J-B. HENRY, L. PFISTER et P. DE FRAIPONT : Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Advances in Water Resources*, 29:1430–1449, 2006.
- H. PARODI et L. FERRARIS : Influence of stage discharge relationship on the annual maximum discharge statistics. *Natural Hazards*, 31:603–611, 2004.
- Lee O.P. Rieckert E.G. PASLEY R., Snider D. : *Stage-discharge relationships*. Section 4 Hydrology, Chapter 14, 1972.
- J. E. PATUREL, E. SERVAT, B. KOUAME, J. F. BOYER, H. LUBES NIEL et J. MASSON : Procédures d'identification de "ruptures" dans des séries chronologiques - modification du régime pluviométrique en afrique de l'ouest non sahélienne. *L'hydrologie tropicale : géosciences et outil pour le développement*, 238, 1996.
- P.M. PELLETIER : Uncertainties in the single determination of river discharge : a literature review. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15:834–850, 1988.
- P. PERRAULT : *De l'origine des fontaines*. 1674.
- C. PERRET : Les moyens de contrôle et de mesure de débits - les capteurs et les méthodes. *La Houille Blanche*, 3, 2009.
- C. PERRET, A. HAUET, D. PARREL, G. SAYSSET, P. SCHNEGG et P. VIGNON : Le réseau d'observation hydroclimatologique de montagne d'edf - etat des lieux. mesures de débit par dilution d'un traceur fluorescent. *La Houille Blanche*, 3:18–25, 2012.
- C. PERRET, T. MORLOT et A-C. FAVRE : La gestion dynamique des relations hauteur-débit des stations d'hydrométrie et le calcul des incertitudes associées : un indicateur de qualité et de suivi. *La Houille Blanche*, 6:24–30, 2013.

- M. PERUMAL, K. SHRESTHA et U. CHAUBE : Reproduction of hysteresis in rating curves. *J. Hydraul. Eng.*, 130(9):870–878, 2004.
- A. PETERSEN-ØVERLEIR : Accounting for heteroscedasticity in rating curve estimates. *Journal of Hydrology*, 292(1–4):173–181, 2004.
- A. PETERSEN-ØVERLEIR : Modelling stage-discharge relationships affected by hysteresis using the jones formula and nonlinear regression. *Hydrological Sciences Journal*, 51(3):365–388, 2006.
- A. PETERSEN-ØVERLEIR et T. REITAN : Objective segmentation in compound rating curves. *Journal of Hydrology*, 311(1–4)(1–4):188–201, 2005.
- A. PETERSEN-ØVERLEIR et T. REITAN : Accounting for rating curve imprecision in flood frequency analysis using likelihood-based methods. *Journal of Hydrology*, 366(1–4)(1–4):89–100, 2009a.
- A. PETERSEN-ØVERLEIR et T. REITAN : Bayesian analysis analysis of stage-fall-discharge models for gauging stations affected by variable backwater. *Hydrological processes*, 23:3057–3074, 2009b.
- A. PETERSEN-ØVERLEIR, A. SOOT et T. REITAN : Bayesian rating curve inference as a streamflow data quality assessment tool. *Water Resources Management*, 23:1835–1842, 2009.
- A. PETTIT : A non-parametric approach to the change point problem. *Applied Statistics*, 28(2):126–135, 1979.
- S. POLIGOT-PITSCH, G. GEFFRAY et N. PICHON : Contribution de l’hydrométrie au suivi de l’évolution du lit de la loire aval. *La Houille Blanche*, 2013.
- L.R. RABINER : A tutorial on hidden markov models and selected applications in speech recognition. *Proc. IEEE*, 77:257–286, 1988.
- S.E. RANTZ : Measurement and computation of streamflow. vol. 2. Rapport technique, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2175, 1982.
- T. REITAN et A. PETERSEN-ØVERLEIR : Existence of the frequentistic estimate for power-law regression with a location parameter, with applications for making discharge rating curves. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 20:445–453, 2006.
- T. REITAN et A. PETERSEN-ØVERLEIR : Bayesian methods for estimating multi-segment discharge rating curves. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 23:627–642, 2008a.
- T. REITAN et A. PETERSEN-ØVERLEIR : Bayesian power-law regression with location parameter, with applications for construction of discharge rating curves. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 22:351–365, 2008b.
- T. REITAN et A. PETERSEN-ØVERLEIR : Dynamic rating curve assessment in unstable rivers using ornstein-uhlenbeck processes. *Water Resources Research*, 47, W02524, 2011.
- B. RENARD : *Détection et prise en compte d’éventuels impacts du changement climatique sur les extrêmes hydrologiques en France*. Thèse de doctorat, Ecole doctorale Terre, Univers, Environnement (TUE), 2006.

- J. D. SALAS et D. C. BOES : Shifting level modelling of hydrologic time series. *Advances in Water Resources*, 3:59–63, 1980.
- M. SCHEFFE : *The Analysis of Variance*. Wiley, New York, 1959.
- A.R. SCHMIDT : *Analysis of stage-discharge relations for open-channel flows and their associated uncertainties*. Thèse de doctorat, University of Illinois, Urbana-Champaign, 2002.
- C. SIVAPRAGASAM et N. MUTTIL : Discharge rating curve extension, a new approach. *Water Resources Management*, 19:505–520, 2005.
- N. STENON : *Prodromus*. 1669.
- J. TIXERONT : *L'hydrométrie en France au XVIIe siècle*. 1974.
- K.M. TOMKINS : Uncertainty in streamflow rating curves : methods, controls and consequences. *Hydrological Processes*, 28:464–481, 2014.
- C. VENETIS : *A note on the estimation of the parameters in logarithmic stage-discharge relationships with estimate of their error*. 1970.
- G. B. VENTURI : *Essai sur les ouvrages physico-mathématiques de Léonard de Vinci*. 1797.
- E. VISSIN, M. BOKO, J. PERARD et C. HOUNDENOU : Recherche de ruptures dans les séries pluviométriques et hydrologiques du bassin beninois du fleuve niger (bénin, afrique de l'ouest). *Publication de l'Association Internationale de Climatologie*, 15, 2003.
- I. K. WESTERBERG : *Observational Uncertainties in Water-resources Modelling in Central America. Methods for Uncertainty Estimation and Model Evaluation*. Thèse de doctorat, Uppsala Universitet, 2011.
- D.S. WILKS : *Statistical Methods in the Atmospheric Sciences : An Introduction*. Academic Press, 1995.

Annexe A : Les ancêtres de l'hydrométrie



De Saumarez' ships' logs: a, b, vertical-axis model; c, d, horizontal-axis model. Illustration from De Saumarez, "III. A further Account of a New Machine", figures 1-4. Source [Frazier \(1974\)](#).

Avec la spécialisation et l'évolution continue des technologies, l'hydrométrie a évolué pour former de nos jours une discipline à part entière. Les principaux paramètres mesurés en hydrométrie incluent le niveau de l'eau et le débit. Les premières techniques mises en place pour parvenir à évaluer ces paramètres ne datent pas d'hier. Une étude explorant l'histoire de l'hydrométrie est exposée dans les paragraphes qui suivent. Elle permet de réaliser que ce qui paraît logique aujourd'hui ne l'était pas forcément dans le passé et montre comment les scientifiques ont agi, raisonné et œuvré pour construire l'hydrométrie d'aujourd'hui. Analyser les méthodes de travail de nos ancêtres permet de comprendre, en décryptant les idées pionnières et les problèmes rencontrés, les erreurs à ne pas réitérer dans le futur. Soulignons que les chapitres suivants sont en partie inspirés de [Frazier \(1974\)](#).

Origine de la mesure de hauteur d'eau en rivière

Dans les anciennes civilisations telles que l'Inde, la Mésopotamie, la Chine et l'Égypte, on soupçonne que les niveaux d'eau ont été mesurés, mais on en a malheureusement la preuve que pour ce qui concerne l'Égypte. Il semble en effet avéré que les premières pratiques hydrométriques viennent d'Égypte avec l'invention du nilomètre (2200 avant Jésus-Christ). Le nilomètre illustré à la Figure 18.2 est une technique de mesure des crues d'un fleuve qui remonte à l'Égypte des pharaons. Cette technique doit son nom au premier fleuve où elle a été expérimentée : le Nil.

Sur l'île Éléphantine près d'Assouan, un escalier de 90 marches descendant jusqu'au Nil permettait de mesurer chaque année la hauteur des crues de ce fleuve. Même si certains puristes n'acceptent le terme de nilomètre que pour les supports dotés d'une échelle graduée, l'acceptation de cette terminologie pour les escaliers d'un puits creusé à proximité d'un fleuve est devenu courante.

Les Égyptiens gravaient alors les records de montée des eaux sur les parois des marches, certaines inscriptions étant d'ailleurs encore visibles aujourd'hui. Plus les crues du Nil étaient importantes, plus les alluvions enrichissaient les abords du Nil et plus les récoltes étaient sensées être fructueuses. Le serviteur du pharaon, chargé de mesurer à l'aide du nilomètre l'ampleur des crues, n'était autre que l'inspecteur des impôts puisque du niveau de crue dépendait directement le montant de la taxe à payer. Plus la crue était importante, plus les impôts étaient élevés en prévision des bonnes récoltes qui devaient suivre.

Le terme de nilomètre, encore utilisé de nos jours pour désigner un appareil de mesure de niveau d'eau, a été largement remplacé par celui de limnimètre.



FIGURE 18.2 – Exemples de nilomètres. Sources de Christos Nüssli, Euratlas (gauche) et de Pat l'Expat au Caire (droite).

Origine de la mesure du débit des écoulements

L'origine des mesures de débit peut être recherchée jusqu'aux environs de 1400 avant Jésus-Christ, lorsqu'on se servait de clepsydras pour mesurer le temps en faisant écouler de l'eau d'un vase dans un autre. On ne peut également pas omettre de citer une référence encore plus ancienne écrite sur l'eau, le code de Hammurabi (Figure 18.3) qui date d'environ 1800 avant Jésus-Christ. Ce code est un texte juridique babylonien aujourd'hui reconnu comme le plus complet des codes de lois connus de la Mésopotamie antique. Quelques lignes de ce code dictaient les devoirs d'entretien des digues et des barrages, et obligeaient le propriétaire à dédommager les plaignants en cas de rupture.



FIGURE 18.3 – Face avant de la stèle du Code de Hammurabi. Source Wikipédia.

Les Romains

Plus tard, un grand intérêt était porté aux aqueducs romains (dont certains datent de 300 ans avant Jésus-Christ) et aux installations pour effectuer des mesures sur leurs écoulements notamment grâce à une unité de mesure nommée *quinaria*. La *quinaria* est une unité de mesure de débit historiquement basée sur un concept erroné. La *quinaria* était définie à tort comme le débit qui s'écoulait dans un tuyau de cinq quarts de doigt de diamètre (d'où son nom), à savoir un tuyau dont la section perpendiculaire intérieure vaut $419 \text{ [mm}^2\text{]}$ de surface. Le débit était alors considéré comme une surface ($Q = A$). Cette unité de mesure était utilisée afin d'estimer le débit des aqueducs mais également pour contrôler les eaux utilisées par les consommateurs. Toutes les mesures ayant été effectuées à l'époque sur ce principe n'avaient bien évidemment aucune signification.

En l'an 97 Sextus Julius Frontinus (35-103) mentionna dans ses écrits que le nom de *quinaria* provenait du fait qu'une feuille plate de plomb, large de cinq quarts de doigts et modelée en un tuyau rond suffirait à former un ajutage. Dans ce sens, le mot ajutage faisait référence aux tuyaux jadis insérés dans les murs des réservoirs de Rome servant à contenir l'eau envoyée dans les conduits pour approvisionner les consommateurs romains. Plus l'ajutage était grand (plusieurs *quinariae*), plus le flux d'eau écoulé était important et plus le consommateur payait cher. Notons qu'à cette époque, aucune attention n'était prêtée sur le niveau auquel l'ajutage était installé puisque personne n'avait découvert que le débit était également fonction de la charge. Bien que basée sur une idée fausse, il s'agit néanmoins d'une des premières méthodes connues utilisée pour mesurer directement un débit. Cette approche était d'ailleurs utilisée pour

estimer le débit de canaux, Frontinus ayant lui-même effectué des expériences pour comparer si oui ou non un ajutage d'un même nombre de *quinariae* délivrerait autant d'eau en sortie de réservoir qu'en canal. En réalisant que la différence était faramineuse, il mit en doute la sincérité de ses députés plutôt que de se questionner sur la disposition même des ajutages et sur la validité de sa méthode.

Les circonstances juste décrites éclairent sur l'état de l'art de l'époque en ce qui concerne les méthodes pour appréhender le débit d'un écoulement. Elles montrent également que le concept de débit était défini par erreur comme étant égal à la section mouillée d'un canal ouvert ou fermé ($Q = A$). Les notions de temps et de vitesse étaient complètement omises et non considérées dans la quantification du débit.

Les Grecs

Une seule personne nommée Héron d'Alexandrie suspectait l'influence du temps et de la vitesse. Héron d'Alexandrie était un mathématicien Grec du I^{er} siècle après Jésus-Christ reconnu pour avoir développé la plupart des extraordinaires appareils mécaniques de l'époque. Dans son livre intitulé *Dioptra*, il décrit une méthode de mesure du débit d'une fontaine connue aujourd'hui sous le nom de méthode volumétrique (figure 18.4). Cette méthode, n'ayant jamais été dépassée en termes de précision, est basée sur le concept que la surface mouillée d'un canal multipliée par la vitesse de son écoulement est égale à la quantité d'eau passant en un point donné et à un moment particulier de ce même écoulement. Prenons alors le temps de citer un passage de *Dioptra* qui constitue d'ailleurs la première méthode cohérente jamais décrite pour la mesure d'un débit :

« Given a spring : To determine its flow, that is, the quantity of water which it delivers. . . Now, it is necessary to block in all the water of the spring so that none of it runs off at any point, and to construct out of lead, a trough having a rectangular shape. Care should be taken to make its dimensions considerably greater than those of the stream of water. It should be installed at a place such that the water from the spring will all flow through it. That water will cover a portion of the cross-section of the trough at its mouth. Let this portion be for example, 2 digits in height. Now suppose that the width of the through is 6 digits ; $6 \times 2 = 12$. Thus the flow of the spring is 12 [square] digits. It is to be noted that in order to determine how much water the spring supplies, it is not sufficient to merely find the area of the cross-section of the flow, which in this case we say is 12 [square] digits. It is also necessary to find the speed of the flow. The swifter the flow, the more water is supplied by the spring, and the slower it is, the less. One should therefore dig a reservoir to receive the flow, and note with the help of a sun dial how much water flows into that reservoir in a given time, and thus calculate how much will flow in a day. It is therefore unnecessary to measure the area of the cross-section of the stream, for the amount of water will become clear from the measurement of the time. »

Héron d'Alexandrie avait alors découvert que le débit était égal à la surface multipliée par la vitesse ($Q = AV$), mais qu'il correspondait aussi à un volume écoulé par unité de temps. Malheureusement, ses concepts et méthodologies étaient bien trop en avance sur son temps, et très peu d'attention leur étaient prêtées. Il est nécessaire de réaliser que la méthode volumétrique utilisée de nos jours en laboratoire pour dimensionner des structures hydrauliques a été conçue il y a plus de 1900 ans par Héron d'Alexandrie.

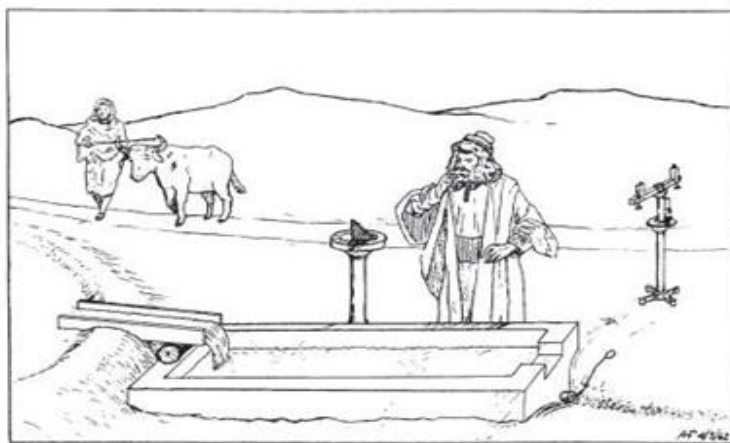


FIGURE 18.4 – La première méthode de mesure de débit valide, telle que décrite par Héron d'Alexandrie dans son ouvrage *Dioptra*. Illustration tirée de [Frazier \(1974\)](#).

L'affrontement $Q = A$ versus $Q = AV$

Près de 1500 ans plus tard, le jour de Noël 1598, un homme du nom de Giovanni Fontana (1546–1614) utilisa l'équation $Q = A$ afin de déterminer le pic d'une crue survenue sur le Tibre à Rome. Après avoir attendu que les cours d'eau ayant contribué à cette crue reviennent à un état plus normal, Fontana mesura leur section mouillée en commençant par le Tibre près de Perugia (70 [km] au Nord de Rome) ainsi que celle de tous ses affluents entre ce point de départ et Rome. En examinant les laisses de crues, il détermina la surface mouillée maximale probable de toutes ces rivières. L'addition de toutes ces surfaces mouillées entre elles lui permit de déduire le débit du Tibre à Rome pendant cette crue qu'il exprima en [m²]. Cette méthode utilisée par Fontana est la même que celle définie en l'an 97 par le Romain Frontinus. Bien que toujours aussi fausse pour appréhender un débit, cette méthode fut utilisée à nouveau à tort 1500 ans plus tard montrant ainsi qu'aucun progrès n'était apparu entre temps.

Ce n'est qu'en 1628 que Benedetto Castelli (1577-1643) réfute complètement la validité de l'équation $Q = A$ dans son livre intitulé *Della Misura Dell' Acque Correnti* ([Castelli, 1628](#)). Une large partie de ce livre étant entièrement dédiée à expliquer comment la nature des vitesses des écoulements affecte le débit des rivières, phénomène que ni Frontinus, ni Fontana n'avaient considéré. Castelli fut acclamé et reconnu pour ses écrits, Galilée ayant même qualifié son œuvre de « livre d'or ». Castelli est encore aujourd'hui considéré comme un des pères de l'hydrodynamique moderne. Quant à Héron d'Alexandrie...

En 1640 Castelli demande à ce que le rapport de Fontana sur la crue du Tibre à Rome en 1598 soit à nouveau publié. Les dates de publications du rapport de Fontana ([Fontana, 1640](#)) et du livre de Castelli ([Castelli, 1628](#)) constituent la base temps à partir de laquelle l'équation $Q = A$ a été définitivement remplacée par $Q = AV$. La Figure 18.5 illustre les couvertures de ces deux ouvrages.

Origine de la mesure des vitesses d'écoulement de surface

Au cours de la période qui s'étend entre l'Antiquité et le Moyen-Âge la science n'a guère évolué en comparaison avec la courte période de la Renaissance et celle du siècle des Lumières. La Renaissance en Europe a en effet stimulé les efforts d'hommes remarquables tels que Léo-



FIGURE 18.5 – Couverture des oeuvres de Fontana (gauche) et Castelli (droite) : symbole du passage du concept $Q = A$ au concept $Q = AV$. Source [Frazier \(1974\)](#).

nard de Vinci (1452-1519), par exemple, qui a rédigé des milliers de notes dont une grande partie concerne l'hydraulique. Les efforts ont notamment porté sur les distributions de vitesse des eaux en rivière.

Dans leurs recherches, certains philosophes du Moyen-Âge avaient affirmé à tort que l'eau des rivières s'écoulait beaucoup plus vite au fond qu'en surface. En s'appuyant sur le constat connu que si un tonneau en bois et rempli d'eau était percé de trous de même diamètre en plusieurs endroits, la vitesse de l'eau jaillissant du trou le plus bas était toujours supérieure à la vitesse de l'eau jaillissant de n'importe quel autre trou. La notion de charge n'était pas encore comprise, et un amalgame était évident : une expérience vraie mal comprise (vitesse de l'eau sortant des trous du tonneau) confirmait une fausse idée physique (l'eau s'écoule plus vite au fond qu'en surface). L'erreur était totale, et cette expérience du tonneau leur fit fermer les yeux sur d'autres expériences susceptibles d'infirmer ces constatations. Les esprits pensaient alors à cette époque que la vitesse de tous les cours d'eau était plus importante en leur fond qu'en leur surface en croyant au constat de l'expérience précédente.

Cependant Léonard de Vinci était plus curieux que d'autres scientifiques de son époque. Même s'il croyait a priori à la prémisse précédemment évoquée, intensément curieux de découvrir tous les mystères de la nature ce dernier a développé ses propres expériences pour s'en convaincre. Certaines de ses notes ont été retrouvées. Elles décrivent les expériences qu'il a effectuées pour en connaître plus sur la répartition des vitesses des écoulements en rivière en fabriquant un flotteur appelé flotteur tige (Figure 18.6). Prenons le temps de décrire une de ses expériences lui ayant permis de démentir les propos des philosophes auxquels lui-même croyait au départ.

Cette expérience illustrée à la Figure 18.7 consistait, avec l'aide d'un assistant, à lâcher un flotteur tige de taille appropriée (ni trop long ni trop court afin qu'il n'entre pas en contact avec le fond de la rivière) au centre de la rivière en amont d'une corde précédemment tendue au-dessus de la rivière. Muni d'un odomètre (compteur kilométrique, instrument de mesure) initialisé à zéro, il commençait à avancer sur la berge parallèlement au flotteur lorsque ce dernier arrivait au point de repère que constituait la corde. Au moment du départ, il commençait

également à chanter une chanson qu'il avait répétée au préalable, et le plus en rythme possible. Il savait combien de secondes séparaient chaque mot du début de la chanson et déterminait ainsi le temps que mettait le flotteur pour parcourir la distance inscrite sur l'odomètre. Ce protocole était alors répété de manière à explorer toute la largeur de la rivière et obtenir des vitesses d'écoulement plus ou moins proche des berges. En analysant les mouvements de son flotteur pendant ces expérimentations, et notamment s'il s'inclinait d'avant en arrière où le contraire, il serait parvenu à la conclusion que les vitesses d'écoulements étaient plus élevées à la surface que vers le fond de la rivière.

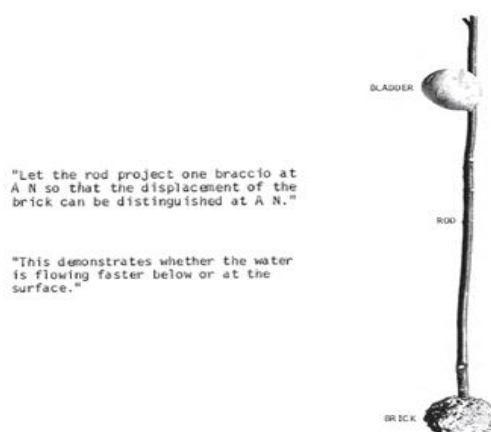


FIGURE 18.6 – Flotteur tige de Léonard de Vinci conçu pour la mesure de vitesse des écoulements en rivière. Deux notes retrouvées de ce dernier sont également représentées. Image tirée de [Frazier \(1974\)](#).

Cette conclusion a été retrouvée à plusieurs endroits dans ses notes, et a plus précisément été publiée dans le *Codice Atlantico* ([De Vinci, 1894-1904](#)) (recueil de dessins et de notes de Léonard de Vinci conservé à la Bibliothèque Ambrosienne de Milan) où il souligne clairement que les vitesses d'écoulement sont plus importantes en surface car la résistance qu'oppose l'air à l'écoulement en surface est moins importante que celle que constitue la terre, au fond.

Il est important d'insister ici sur le fait que le flotteur tige de Léonard de Vinci est référencé dans l'histoire comme le premier outil spécifiquement conçu pour mesurer les vitesses d'écoulement de surface en rivière.

Malheureusement ses contemporains et ses successeurs ont porté plus d'attention à ses notes relatives à l'art et aux écrits que sur ses inspirations scientifiques. Ainsi ses découvertes sur les écoulements en rivières ne suscitèrent l'admiration qu'en 1797, lorsqu'un expérimentateur du nom de Giovanni Battista Venturi (1746-1822) publia un livre intitulé « *Essai sur les ouvrages physico-mathématiques de Léonard de Vinci* » ([Venturi, 1797](#)). Toutes les personnes en possession de certaines des notes de Léonard de Vinci sur l'hydraulique se retrouvèrent dès lors avec de véritables trésors.

Après analyse, on réalise que plus de 100 années ont séparé les travaux et la publication du livre de Castelli (1628) de ceux de Léonard de Vinci. Après coup, beaucoup de chercheurs ont trouvé des similitudes entre les travaux des deux hommes, laissant croire que Castelli avait utilisé les résultats de son prédécesseur Léonard de Vinci. 100 années auparavant Léonard ne Vinci ne parvint pas à capter l'attention de son public sur ces sujets, contrairement à Castelli qui convainquit le peuple avec la publication de son livre. L'utilisation des flotteurs pour la



FIGURE 18.7 – Léonard de Vinci pendant son expérience sur la répartition des vitesses d'écoulement en rivière. Illustration tirée de [Frazier \(1974\)](#).

mesure des vitesses de surface fut alors attribuée faussement à Castelli, et non à Léonard de Vinci.

Suite à cela de nombreux autres types de flotteurs ont été développés. Citons quelques uns de leur créateurs : Cabeo (1586-1650), Barattieri (1601-1677) ou encore Mariotte (1620-1684) ont participé à leurs développements.

Origine de la mesure des vitesses d'écoulement en profondeur

Le siècle des Lumières

Le siècle des Lumières, mouvement intellectuel initié en Europe du *XVIII^e* siècle avait pour dessein le dépassement de l'obscurantisme (attitude d'opposition à la diffusion du savoir) et la promotion des connaissances. Des philosophes et des architectes intellectuels encourageaient alors la science par l'échange et le débat d'idées en s'opposant à la superstition, l'intolérance et la tutelle trop pesante de l'Église et de l'État. En conséquence, cette période fut le témoin de nombreuses avancées, recherches et inventions dans le domaine de l'hydrométrie, notamment en ce qui concerne les techniques de mesures des profils de vitesse des écoulements de rivière.

Parmi beaucoup d'autres, on peut souligner le pendule de Guglielmini (1655-1710), la pagaie de Gauthey (1732-1806) ou encore la roue à aubes de Marsili (1658-1730) (figure [18.8](#)). Chacun apportant à son tour sa petite pierre à l'édifice, toutes ces inventions ont finalement débouché sur le moulinet hydrométrique bien connu aujourd'hui. Le rapport ([Frazier, 1974](#)), constitue une recherche historique exhaustive des méthodes et inventions ayant abouti au moulinet hydrométrique et peut être consulté pour plus de précisions.

Naissance du moulinet hydrométrique

Le moulinet à axe horizontal

Le moulinet à axe horizontal a été utilisé pour la première fois par Hooke (1635-1703) en 1663. De Saumarez (1757-1836) l'a également utilisé comme loch sur des navires. Le loch étant

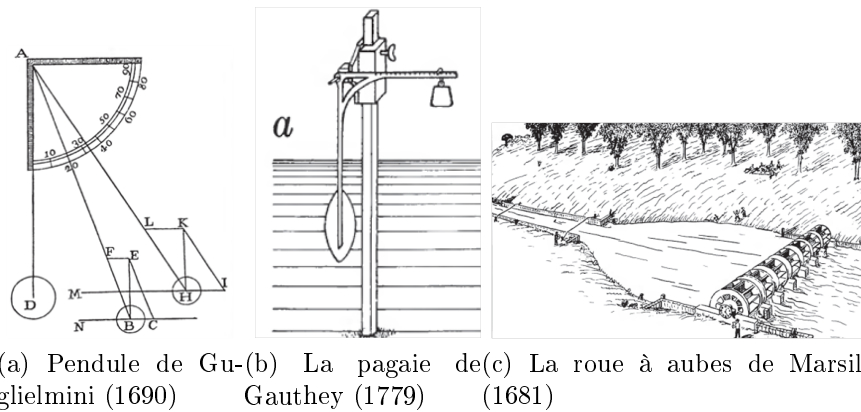


FIGURE 18.8 – Quelques technique de mesures de vitesse développées pendant le siècle des Lumières. Source [Frazier \(1974\)](#).

un instrument de navigation maritime qui permet d'estimer la vitesse de déplacement d'un navire sur l'eau, soit sa vitesse relative en surface par rapport à la masse d'eau où il évolue.

Le moulinet a ensuite connu des améliorations mais toutes les nouvelles inventions ne débouchèrent quasiment pas sur des avancées pratiques. Ce n'est qu'après la publication de Woltman (1757-1837) en 1790 d'une étude sur les moulinets que ces derniers ont été de plus en plus utilisés notamment en Allemagne (Figure 18.9). D'autres inventeurs s'en sont ensuite inspirés pour les améliorer encore et toujours. Par exemple c'est Kilupaila qui inventa le moulinet à rotor.

Les moulinets hydrométriques ont été introduits en Europe occidentale et en Amérique par Saxton (1799-1973), Baumgarten (1808-1856), Révy, Fteley (1837-1903), Stearns et Henry (1833-1907), ce dernier ayant inventé le moulinet à comptage électrique.

Le moulinet à axe vertical

Les moulinets à axe vertical sont presque aussi âgés que leurs confrères à axe horizontal. C'est De Saumarez (1757-1836) qui a publié en 1714 la première étude sur ce type d'appareil qu'il utilisait encore une fois comme loch sur des bateaux.



FIGURE 18.9 – Réplique du moulinet de woltman. Source [Frazier \(1974\)](#).

Origine des notions de cycle hydrologique, provenance des sources. Notion de bassin versant

Au Moyen-Âge la pensée grecque reste la seule admise lorsqu'elle est compatible avec la Bible. C'est à la Renaissance avec l'invention de l'imprimerie que la diffusion de la pensée a été admise.

Un des premiers ouvrages consacrés aux eaux souterraines est celui de Jacques Besson « l'art et science de trouver les eaux et fontaines cachées sous terre » (Besson, 1569), mais le véritable précurseur de l'hydrogéologie est Bernard Palissy auteur de l'ouvrage « Des Eaux et des Fontaines » (Palissy, 1580), les fontaines désignant les sources. Il démontre que l'eau des sources a pour origine les pluies infiltrées dans les fissures et abîmes du sous-sol jusqu'à des niveaux imperméables où elles s'accumulent en réserves souterraines et circulent en direction des sources. Cependant ses pensées réalistes ne s'ancrent pas dans les mentalités.

Pendant longtemps, les Anciens, les philosophes, ceux qui réfléchissaient à la nature et au pourquoi des êtres et des choses, se sont posés deux questions fondamentales comme : d'où venaient l'eau des sources et celle des rivières ? Ou pourquoi la mer ne déborde-t-elle pas puisque les fleuves continuent de lui apporter de l'eau ? Il a fallu attendre les *XVI^e* et *XVII^e* siècles pour y apporter des réponses cohérentes, en particulier, en France, Bernard Palissy et Edme Mariotte dans « Traité du mouvement des eaux et fluides » (Palissy et Mariotte, 1686), mais ces derniers n'ont pas réussi à imposer leurs idées dans leur ouvrage.

Ultérieurement, un homme nommé Pierre Perrault a approché l'origine du concept de cycle hydrologique. Il s'est consacré à la science en amateur et a concentré son attention sur l'origine des sources. On doit notamment à ses travaux l'ouvrage « De l'origine des Fontaines publié » (Perrault, 1674). Il a fait, avec Edme Mariotte, de l'hydrologie une véritable science expérimentale et quantitative.

Pendant les millénaires précédant la publication de l'ouvrage de Perrault, la plupart des philosophes de la nature voyaient, à la suite d'Aristote, l'origine des sources dans l'eau de la mer et le feu de la terre, affirmant qu'il n'y avait pas assez de précipitations pour tenir compte de l'écoulement dans les rivières et les sources. Selon le philosophe grec, la mer pénétrait sous la terre où elle formait d'immenses lacs souterrains dans des cavernes souterraines. Chauffée par le feu de l'intérieur de la terre, l'eau était censée s'évaporer et cette vapeur se condenser sur les toits des grottes pour s'écouler et alimenter les sources avant de ressortir dans les fleuves et les rivières. Cette version était bien connue sous le nom d'alambic souterrain (Figure 18.10). En dépit de modèles plus réalistes du cycle de l'eau de certains philosophes comme celui d'Anaxagore, les théories les plus fantaisistes jouissaient du poids de l'autorité. Beaucoup, dont entre autres le génie Léonard de Vinci, se sont fourvoyés dans cette conception erronée d'alambic souterrain, alors que la réalité est si simple en comparaison.

Des ouvrages majeurs qui traitent des eaux souterraines peuvent être cités « Mundus subterraneus » (Kircher, 1665), « Principia philosophiae » (Descartes, 1664) ou encore « Prodomus » (Stenon, 1669), mais ils reprennent tous le concept de l'alambic souterrain. C'est en 1674, que l'ouvrage de Pierre Perrault « De l'origine des Fontaines » (Perrault, 1674), révèle l'importance de l'évaporation et de l'infiltration. Perrault prouve que le débit du cours amont de la Seine ne correspond qu'au sixième de la quantité d'eau de pluie reçue par le bassin. Une fraction importante de l'eau a donc disparu. Mariotte (1620-1684) arrive à la même conclusion et, à la même époque, Halley (1656-1742) quantifie l'évaporation. Le moteur permettant le passage de



FIGURE 18.10 – Illustration du concept erroné d’alambic souterrain. gravure du $XVII^e$ siècle. Source [Perrault \(1674\)](#).

l’eau de la mer aux montagnes et le mécanisme de filtration du sel sont ainsi élucidés en même temps. La notion moderne de cycle de l’eau naît donc au $XVII^e$ siècle, après plus de deux millénaires de discussion des plus grands savants de la planète.

C’est également au $XVII^e$ siècle que Newton (1643-1727) a exprimé de façon algébrique la loi de la gravitation universelle que Galilée (1564-1642) avait parfaitement décrite avant lui. C’est cette loi qui a permis aux ingénieurs du siècle suivant, le $XVIII^e$, siècle des Lumières, de mettre en place les lois de l’hydraulique. On peut alors citer ici des grands noms célèbres dans ce domaine comme Bernoulli (1700-1782), Venturi (1746-1822) et encore Pitot (1695-1771). Une représentation de leur portrait est donnée sur la Figure 18.11.



FIGURE 18.11 – Quelques grands noms dans le monde de l’hydraulique. Source Wikipédia.

La construction de réseaux hydrométriques

Les premières observations régulières de hauteurs d’eau se sont mises en place sur quelques grandes rivières au $XVIII^e$. La maîtrise des effets des crues, leurs conséquences sur le dimensionnement des ouvrages d’art, mais aussi l’essor de la navigation fluviale ont motivé ces

initiatives.

En France, il aura cependant fallu attendre le XIX^e siècle pour qu'une organisation se mette en place autour du Corps des Ponts et Chaussées et ce n'est qu'à partir de 1860, avec la systématisation des mesures de hauteurs et des jaugeages, que l'on peut parler véritablement de réseaux d'hydrométrie. Sans attendre l'apparition des méthodes de prédétermination statistiques qui ne seront mises au point que dans la seconde moitié du XX^e siècle, les bâtisseurs du Second Empire et de la Troisième République avaient compris que l'observation des phénomènes physiques sur de longues périodes leur permettrait de mieux dimensionner leurs ouvrages (partie introductive ([Perret, 2009](#))).

Les premiers jaugeages ont été effectués dès le XIX^e siècle. Des données sont disponibles en ce qui concerne la Loire à Blois et à Montjean à partir de 1863, l'Arve à Chamonix depuis 1881, l'Armançon à Aisy-sur-Armançon depuis 1891, et depuis 1898 pour la Dordogne à Cénac et à Argentat. Cependant, ces données du XIX^e siècle sont souvent incomplètes et même incohérentes dans certains cas. En plus, de nombreuses stations hydrométriques anciennement installées n'ont fonctionné que peu de temps et il n'y a donc pas toujours de corrélation entre l'ancienneté de la station et la durée de son activité ([Giret, 2012](#)).

Le début du XX^e siècle a connu le développement d'industries électrochimiques et électrométallurgiques, l'hydrométrie s'est alors accélérée avec ces orientations. Entre 1908 et 1919 elle s'étend sur les Pyrénées (Adour, Gaves, Garonne) et le Massif central (Loire, Lot, Tarn, Dordogne). A cette époque les Alpes sont moins concernées car trop proches des champs de bataille de la première guerre mondiale.

Mais globalement l'évolution de l'hydrométrie est restée pauvre dans la première moitié du XX^e siècle. C'est au début des années 1950 qu'une nouvelle perception du rôle des cours d'eau apparaît. Les trois massifs montagneux français se sont vu équipés pour les besoins de l'hydroélectricité par exemple. Puis on commence à s'intéresser aux cours d'eau à risques, notamment la Seine et ses affluents pour la protection de la ville de Paris contre les inondations. La crue de 1955, non comparable avec celle de 1910, fut un véritable déclic dans le développement de l'hydrométrie. A partir de là c'est l'ensemble des cours d'eau des bassins versants français qui ont été équipés pour le recensement des ressources en eau, pour la surveillance des crues, et pour satisfaire les besoins des touristes, des industries agroalimentaires et de l'irrigation d'une agriculture croissante.

Annexe B : Hydraulique des écoulements en rivière



Les rivières sont capricieuses... Illustration de Mix & Remix.

Pour aborder l'hydrométrie, discipline de la mesure du débit des rivières, il est nécessaire de maîtriser quelques notions élémentaires d'hydraulique. Ainsi, ce chapitre posera les bases en hydraulique nécessaire à la compréhension des chapitres suivants. Des définitions relatives aux écoulements des rivières y seront présentées pour comprendre d'où proviennent les techniques actuelles de mesure du débit en milieux naturels.

Les notions présentées ci-après sont en partis tirées de cours (Belleudy, 2003) (Bois, 2003), de l'aide mémoire d'hydraulique à surface libre (Degoutte, 2006), et d'autres références telles que l'hydrométrie appliquée aux cours d'eau (Audinet, 1995) et l'hydraulique générale (Escande, 1943).

Quelques définitions

Définitions de base

Un écoulement est dit à surface libre lorsque le liquide s'écoule au contact de l'atmosphère. Les rivières constituent un cas particulier des écoulements à surface libre.

Définissons quelques notions de base associées aux rivières :

- **Section de la rivière** : section perpendiculaire à l'écoulement.
- **Section mouillée** : S_m , partie de la section limitée par les parois et la surface libre.
- **Périmètre mouillé** : P , périmètre de la section mouillée, trace de la surface libre exclue.
- **Rayon hydraulique** : R_H , rapport de la section mouillée au périmètre mouillé.
- **Débit** : Q , volume de liquide qui traverse une section pendant une unité de temps.
- **Vitesse moyenne de l'écoulement** : v_m rapport du débit sur la section mouillée.

La largeur au miroir B et le tirant d'eau y sont définis sur la figure ci-dessous. Le tirant d'eau est mesuré perpendiculairement au fond du chenal, il ne doit pas être confondu avec la hauteur d'eau qui est une mesure verticale. On note cependant que ces deux valeurs sont pratiquement égales pour les rivières à faibles pentes.



FIGURE 18.12 – Définitions illustrées : le tirant d'eau y mesuré perpendiculairement au fond ne doit pas être confondu avec la hauteur d'eau mesurée verticalement.

Quelques outils

Pression hydrostatique :

$$p - p_0 = \rho gh \quad (18.1)$$

Énergie potentielle par unité de volume :

$$y = z + h \quad (18.2)$$

$$E_p = \rho gz + (p - p_0) = \rho g(z + h) = \rho gy \quad (18.3)$$

Énergie potentielle par unité de poids :

$$\frac{E_p}{\rho g} = y \quad (18.4)$$

Énergie cinétique par unité de volume :

$$E_c = \frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2}(\rho \times 1)v^2 = \rho \frac{v^2}{2} \quad (18.5)$$

Énergie cinétique par unité de poids :

$$\frac{E_c}{\rho g} = \frac{v^2}{2g} \quad (18.6)$$

Charge hydraulique, énergie spécifique totale par unité de poids :

$$H = \frac{E_p}{\rho g} + \frac{E_c}{\rho g} = (z + h) + \frac{v^2}{2g} \quad (18.7)$$

La charge hydraulique peut être interprétée comme une énergie. En effet, en mettant la charge hydraulique sous la forme :

$$\rho gH = \rho gz + \rho gh + \rho \frac{v^2}{2} = \rho gz + (p - p_0) + \rho \frac{v^2}{2} \quad (18.8)$$

Où ρgH est une somme d'énergie par unité de volume avec ρgz l'énergie potentielle, $\rho \frac{v^2}{2}$ l'énergie cinétique et $(p - p_0)$ l'énergie de pression. Par conséquent, H représente une énergie par unité de poids.

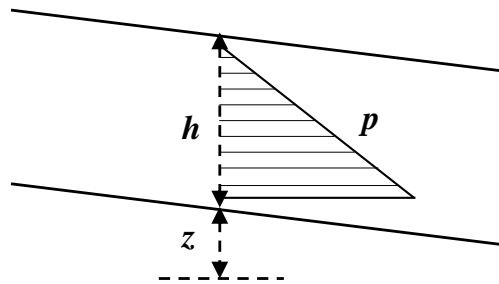


FIGURE 18.13 – Définitions illustrées

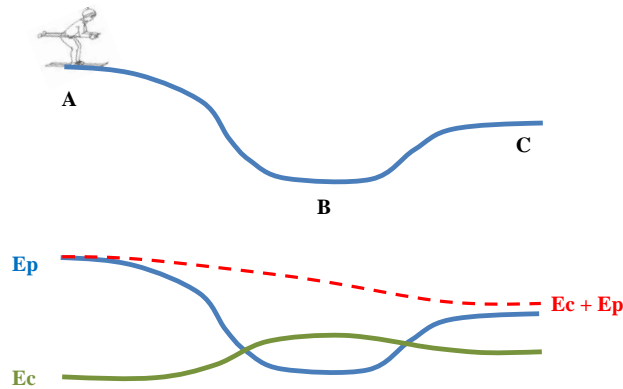


FIGURE 18.14 – Exemple du skieur.

Mais pourquoi l'eau coule-t-elle dans les rivières ?

Exemple du skieur

Tentons de répondre à cette question en prenant un exemple concret : celui d'un skieur ([Belleudy, 2003](#)). Le skieur transforme l'énergie potentielle en énergie cinétique (et vice-versa) lorsqu'il descend une pente puis en remonte une autre grâce à la vitesse accumulée dans la première. L'énergie totale est alors conservée, aux frottements près.

En ce qui concerne l'eau des rivières, c'est exactement la même chose, à une seule condition près, se placer sur une ligne de courant : courbe décrivant un fluide en mouvement et possédant à tout instant et en tout point une tangente parallèle à la vitesse des particules du fluide.

Conservation de l'énergie

C'est la relation de Bernoulli qui traduit la conservation de l'énergie sur une ligne de courant. En effet, cette relation indique que sur une ligne de courant :

$$z_{amont} + h_{amont} + \left(\frac{v^2}{2g}\right)_{amont} = z_{aval} + h_{aval} + \left(\frac{v^2}{2g}\right)_{aval} + \Delta H_{amont-aval} \quad (18.9)$$

C'est donc le poids de l'eau qui la fait couler et à force d'entraînement va alors directement dépendre de la pente : l'eau coule plus facilement et mieux lorsque la pente est grande. Et comme l'eau est en contact avec le fond de la rivière dans laquelle elle s'écoule, il y a des frottements. Une force de résistance s'oppose alors à l'écoulement et provoque ce que l'on appelle une perte de charge ΔH .

Différents régimes d'écoulement

Écoulement laminaire et turbulent

Un écoulement laminaire est un écoulement dont les composantes se déplacent parallèlement les unes aux autres et sans se mélanger. Si elles se mélangent, l'écoulement est dit turbulent.

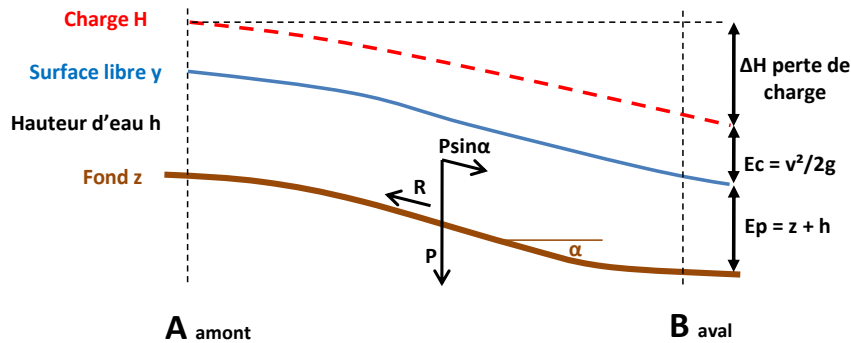


FIGURE 18.15 – Conservation de l'énergie : relation de Bernoulli.

Pour caractériser le régime laminaire ou turbulent d'un écoulement, on utilise le nombre de Reynolds R_e :

$$R_e = \frac{\rho v L}{\mu} = \frac{v L}{\nu} \quad (18.10)$$

Où v est la vitesse du fluide, $\nu = \mu/\rho$ est la viscosité cinématique du fluide, ρ est sa masse volumique, μ est sa viscosité dynamique et L une grandeur caractéristique. Ce nombre représente le rapport entre les forces d'inertie et les forces visqueuses. A titre indicatif, s'il est supérieur à 2300 le régime est turbulent, il est laminaire dans le cas contraire.

Pour une rivière, où $\rho/\mu \approx 10^6 m^{-2}s$, on s'aperçoit que choisir des grandeurs réalistes des milieux naturels mènent toujours à des nombre de Reynolds excessivement élevés : **en rivière, le régime de l'écoulement est toujours en régime turbulent.**

Écoulement fluvial et torrentiel

Une onde de gravité, par exemple une onde que l'on peut visualiser en jetant un caillou dans l'eau, se déplace avec une célérité c par rapport au courant d'entraînement :

$$c = \sqrt{gh} \quad (18.11)$$

Où g est l'accélération de la pesanteur et h la profondeur de l'eau sur la verticale considérée. Si la vitesse du courant, notée v , est inférieure à cette célérité, l'onde générée peut remonter le courant. Dans ce cas on dit que l'on est en régime fluvial. En régime fluvial l'écoulement et plus précisément la relation hauteur-débit sont contrôlés par l'aval. C'est le cas le plus général des rivières.

Si la vitesse du courant est supérieure à la célérité des ondes, ces dernières ne peuvent plus le remonter. On dit alors que le régime est torrentiel. Notons que le régime torrentiel se rencontre par endroits dans les rivières mais qu'il ne s'étend en général que sur de petites distances.

Le nombre de Froude F_r constitue une bonne représentation des écoulements à surface libre :

$$F_r = \sqrt{\frac{Q^2 B}{g S_m^3}} = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (18.12)$$

Où la largeur au miroir B est la largeur L de la rivière considérée, et où la surface mouillée S_m est égale au produit Lh . Le carré du nombre de Froude est le double du rapport de la composante cinétique à la hauteur potentielle de la charge spécifique dans une section transversale.

Ce nombre adimensionnel est le rapport de la vitesse du courant sur la célérité des ondes de gravité. S'il est supérieur à 1 cela signifie que la vitesse du courant est supérieure à la célérité des ondes. Les ondes ne peuvent donc plus remonter le courant et l'écoulement est torrentiel. S'il est inférieur à 1, alors la célérité des ondes est supérieure à la vitesse du courant, les ondes peuvent remonter et l'écoulement est fluvial.

La transition a lieu pour un nombre de Froude égal à 1, en un point où la célérité des ondes est égale à la vitesse de l'écoulement. On dit que l'écoulement est critique lorsque le nombre de Froude est égal à 1, c'est-à-dire lorsque l'énergie potentielle est deux fois plus grande que l'énergie cinétique. En-effet, par unité de poids, l'énergie potentielle E_p et l'énergie cinétique E_c valent :

$$E_p = \rho gh \quad (18.13)$$

$$E_c = \frac{1}{2} \rho v^2 \quad (18.14)$$

On retrouve bien $F_r = 1$ avec $E_p = 2E_c$.

Illustration et application à l'hydrométrie

Il est nécessaire de préciser que naturellement, les écoulements des rivières tendent vers des régimes fluviaux lorsque la pente le permet. Ainsi tout régime fluvial perturbé par une singularité (seuil, rétrécissement ou élargissement brusque, fort changement de pente...) pourra basculer vers un régime torrentiel sur une petite distance, mais redeviendra plus loin en aval un régime fluvial où le contrôle se fait par l'aval.

Dans un lit de rivière naturel, le passage du régime fluvial au régime torrentiel se fait généralement au droit d'une singularité comme une brusque augmentation de pente, un rétrécissement rapide ou un seuil naturel ou artificiel. Le passage inverse, du régime torrentiel au régime fluvial se manifeste par l'existence d'un ressaut hydraulique. Ainsi chacun des tronçons à même régime d'écoulement est limité vers l'amont et l'aval par des sections transversales à régime critique (figure 18.16).

Située à l'aval d'un tronçon en régime fluvial, la section critique règle la position de la surface libre, souvent en cas de singularité. Par exemple, la hauteur critique h_{c3} définit le niveau amont même au-delà de la rupture de pente observée au point C. Au contraire, la ligne d'eau du tronçon en régime torrentiel AB est définie par la section critique S_{c1} : le ressaut hydraulique sera d'autant plus important que les niveaux imposés par S_{c1} (à l'amont de B) et S_{c3} (à l'aval de B) seront différents. Par contre, h_{c2} n'exerce aucune influence sur le niveau à l'aval de B. En régime fluvial c'est l'aval qui pilote, alors qu'en régime torrentiel c'est l'amont.

Ainsi une échelle limnimétrique installée dans un écoulement fluvial et située à l'amont d'une section critique est directement influencée par cette dernière mais ne dépend absolument

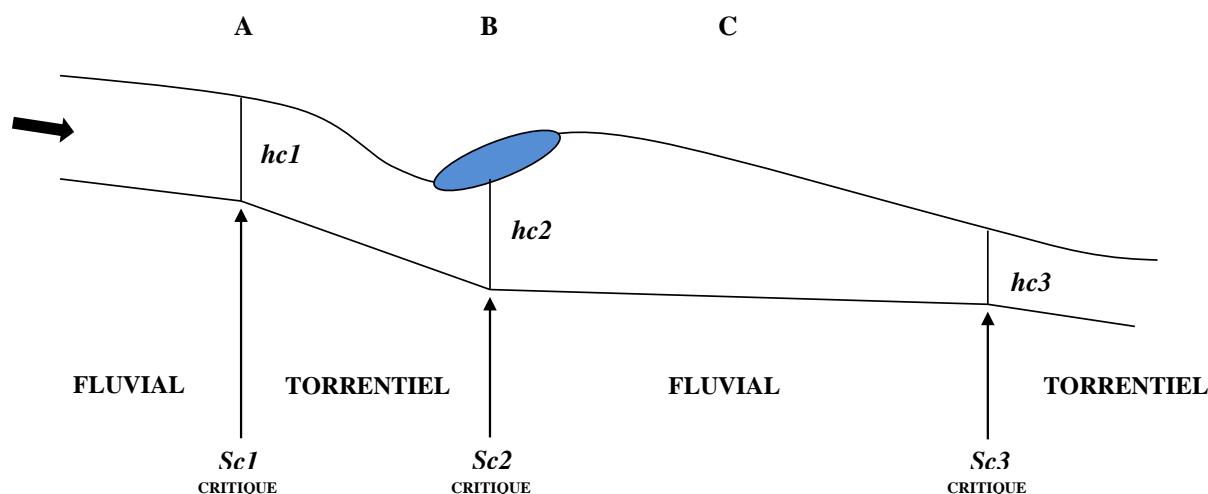


FIGURE 18.16 – Régimes d'écoulement

pas de ce qui se passe plus en aval. La section critique est dite "section de contrôle" ($Sc2$), et cette situation convient à l'installation d'une station hydrométrique.

Écoulement permanent

L'écoulement à surface libre est dit permanent lorsque toutes ses caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse, pression) restent constantes au cours du temps. En régime permanent, le chenal délivre un débit Q constant dans le temps. Le tirant d'eau en un point donné est donc également constant.

En pratique, les écoulements en rivière ne sont que très rarement permanents (passage de crue...). Cependant, pour un intervalle de temps relativement court, on peut considérer l'écoulement comme permanent. Les écoulements des canaux d'irrigation ou des rivières à l'étiage ou en régime moyen par exemple sont assimilables au régime permanent.

Écoulement permanent uniforme

En écoulement permanent uniforme, les caractéristiques géométriques du chenal sont constantes tout au long du tronçon considéré. Section mouillée S_m , pente J et rugosité des parois sont donc constants le long du tronçon étudié. Le tirant d'eau est lui aussi constant le long du tronçon (ici appelé tirant d'eau normal).

Écoulement permanent graduellement varié

Un écoulement est graduellement varié lorsque la hauteur d'eau évolue le long du parcours tout en restant constante dans une section donnée (écoulement permanent). Cette évolution de la hauteur d'eau entraîne l'évolution de la pente de la ligne d'eau, elle résulte d'une évolution de la pente du fond ou de la section transversale (géométrie) ou de la présence d'une singularité

à l'amont ou à l'aval (changement de pente par exemple).

Ainsi, l'écoulement est varié lorsque la géométrie ou la rugosité ne sont pas constantes, mais il l'est aussi dans un tronçon dont la géométrie et la rugosité sont constantes si le tirant d'eau ne l'est pas. La présence d'une singularité locale (piles de pont, seuil, brusque changement de pente par exemple) sur le parcours crée un écoulement varié sur une certaine longueur. Le profil en long de la surface libre sur ce tronçon est appelé courbe de remous.

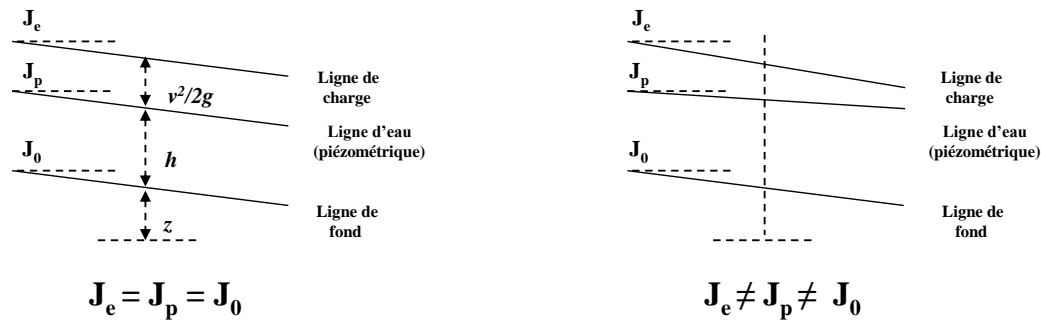


FIGURE 18.17 – Écoulement uniforme (gauche) et écoulement graduellement varié (droite).

Écoulement transitoire

En régime transitoire (ou régime non permanent), le débit varie en fonction du temps, il en est alors de même pour le tirant d'eau en chaque point du cours d'eau.

Une onde de crue (crue naturelle, lâcher de barrage), ou l'existence d'une condition aval changeante (marée, remplissage de barrage) sont des cas typiques d'écoulements en régime transitoire.

Différents types de contrôles hydrauliques

Les caractéristiques physiques du canal qui gouvernent le lien entre la hauteur d'eau h et le débit Q à une section de contrôle donnée constituent le contrôle hydraulique. Fondamentalement, deux types de contrôles hydrauliques peuvent être distingués. Le tronçon de contrôle et la section de contrôle.

- Dans le cas d'un tronçon de contrôle, l'écoulement est principalement régulé par la géométrie, la pente de la ligne de fond, et la rugosité du canal. Dans le cas des écoulements non uniformes, les conditions limites aval peuvent aussi influencer la relation hauteur-débit (effets de remous).
- Dans le cas d'une section de contrôle, l'écoulement est principalement régulé par la géométrie et l'état de surface d'une section ou d'un ouvrage hydraulique où les écoulements deviennent critiques en raison d'une chute d'eau (barrage, seuil, rapide), ou en raison de

construction (Venturi, canaux de Parshall).

Suffisamment loin à l'amont ou à l'aval de l'écoulement d'une singularité s'établit un écoulement uniforme régi par la formule de Manning-Strickler dans un "tronçon de contrôle". En cas de singularité, l'écoulement est contrôlé par la singularité nommée "section de contrôle", et est régi par des lois seuils. Néanmoins, les contrôles hydrauliques peuvent changer le rôle qu'ils jouent en rapport avec le niveau d'eau dans la rivière. Ils peuvent par exemple être actifs pour de faibles écoulements (rochers au fond de la rivière qui font office de section de contrôle) et négligeables lorsque ce même écoulement devient plus fort (rochers noyés et le contrôle devient un tronçon).

Tronçon de contrôle et loi de Manning-Strickler

Comme décrit précédemment, dans le cas d'un tronçon de contrôle l'écoulement est principalement régulé par la pente de la ligne de fond et la rugosité du canal. Les tronçons de contrôle apparaissent loin des singularités, et là où les géométries d'écoulements sont régulières. Les écoulements peuvent dans ce cas être supposés comme permanents uniformes, et le contrôle hydraulique est modélisé par la loi de Manning-Strickler. Cette loi sera décrite dans les paragraphes suivants.

Démonstration de la formule de Chézy

Notion de frottement : En pratique, tous les fluides (les liquides en particuliers) sont visqueux. Cette viscosité va se manifester par l'apparition de forces de frottement entre le liquide et son contenant. Sur un élément de surface ΔS de la paroi, la force de frottement ΔF est de la forme :

$$\Delta F = C_F \rho \frac{v^2}{2} \Delta S \quad (18.15)$$

Où C_F est un coefficient de frottement et v la vitesse moyenne dans l'écoulement.

A partir de cette expression des forces de frottements, nous allons pouvoir démontrer la formule de Chézy valable dans l'hypothèse d'un écoulement uniforme.

Considérons donc un écoulement uniforme dans une rivière. La pente de fond est notée J .

L'écoulement est uniforme lorsque les forces de frottements qui s'exercent sur la paroi mouillée notée Σ sont exactement compensées par la composante $P_0 \sin J$ du poids d'eau contenu dans le tronçon considéré. D'après ce qui a été vu juste précédemment, cette condition s'écrit alors :

$$C_F \rho \frac{v^2}{2} \Sigma = P_0 \sin J \quad (18.16)$$

Avec $\Sigma = P_m L$, $P_0 = \rho g S_m L$ et $\sin J \approx J$ (approximation vraie pour les faibles pentes). Le déroulement du calcul donne alors :

$$v = \sqrt{\frac{2g}{C_F}} \cdot \sqrt{\frac{S_m J}{P_m}} \quad (18.17)$$

Avec $R_H = S_m / P_m$ et $C = \sqrt{2g / C_F}$ on retrouve la formule de Chézy bien connue et valable en régime permanent uniforme :

$$v = C \sqrt{R_H J} \quad (18.18)$$

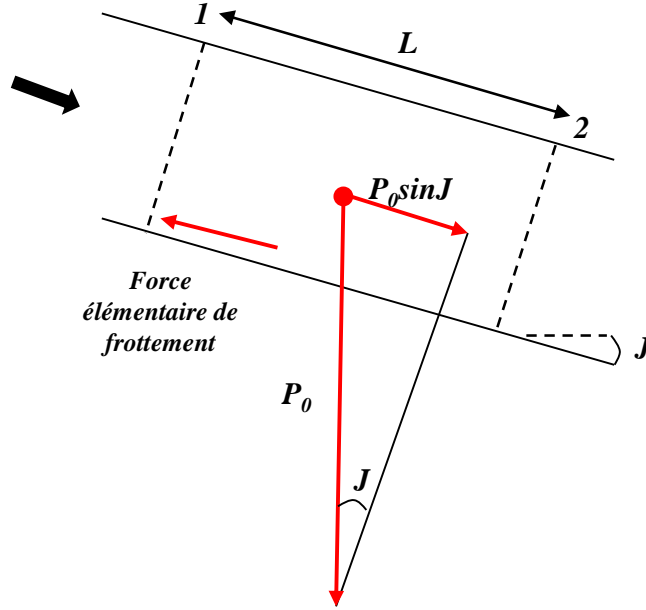


FIGURE 18.18 – Écoulement uniforme.

Origine de la formule de Manning-Strickler

On considère un écoulement de hauteur constante. La pente de la ligne de fond est notée J . Comme stipulé ci-dessus, un écoulement uniforme est un écoulement permanent à section mouillée constante. La pente de la ligne d'eau en surface est parallèle à la pente de la ligne de fond. En pratique, les écoulements ne sont que très rarement uniformes, cependant on peut supposer qu'ils le sont sur un intervalle de temps très court.

De ce principe et comme démontré au point précédent, en régime uniforme on dispose de la formule de Chézy $v = C\sqrt{R_H J}$ où v est la vitesse moyenne de l'écoulement, et R_H le rayon hydraulique.

Le coefficient de Chézy C est un coefficient de frottement qui dépend de la nature des parois et du rayon hydraulique. Pour l'estimer, une des formules expérimentales les plus utilisées est celle de Manning-Strickler :

$$C = k_s R_H^{1/6} \quad (18.19)$$

k_s étant le coefficient de Strickler ($k_s = 1/n$ avec n coefficient de Manning). Il dépend de la rugosité des parois du chenal (tableau 18.1), mais contrairement au coefficient de Chézy C , il dépend très peu du tirant d'eau.

En partant de la formule de Chézy et de la valeur du coefficient C donnée ci-dessus, on obtient la très classique et très importante formule de Manning-Strickler :

$$Q = S_m v = S_m k_s R_H^{2/3} \sqrt{J} \quad (18.20)$$

Les écoulements à surface libre sont rarement uniformes en raison des irrégularités du parcours (changement de pente, élargissement ou rétrécissement brusque...). Néanmoins sur un tronçon suffisamment long et sensiblement régulier, on peut approximer l'écoulement à un

Caractéristiques des chenaux		k_s
Lit rocheux irrégulier, canal en terre en mauvais état, beaucoup de végétation et de blocs		25
Lit rocheux uniforme, développement important de végétation		30
Lit régulier mais présentant de nombreuses imperfections de surface, végétation, gros gravier		35
Canaux en terre sans végétation, fossé en bon état		40
Lit de gravier fin, fond en pierres grossièrement cimenté		45
Surfaces en terre très régulière, béton grossier, pas de végétation		50
Béton non lissé, mousses sur le fond, métal incrusté, surface en moellons soignée		55
Béton lissé, métal riveté		65
Béton revêtu de mortier, métal lisse, bois sans aspérité		75
Mortier exceptionnellement lisse, métal sans aspérités, absence de dépôts		85

TABLE 18.1 – Les valeurs du coefficient de Manning-Strickler k_s .

écoulement uniforme et appliquer la formule de Chézy ou de Manning-Strickler. De cette formule découle la notion de débitance D . Pour une hauteur donnée, la débitance représente la capacité d'une section à transporter un écoulement et est définie comme il suit :

$$D = k_s S_m R_H^{2/3} \quad (18.21)$$

D est une fonction du débit, du rayon hydraulique et de la section mouillée, donc de la hauteur d'eau en rivière. A partir d'une certaine hauteur, on s'attend à ce que la débitance se stabilise, voire soit légèrement décroissante.

Section de contrôle et loi seuil

Dans le cas d'une section de contrôle, l'écoulement est principalement régulé par la géométrie et l'état de surface d'une section représentée par une singularité naturelle (élargissement ou rétrécissement brusque, fort changement de pente, seuil naturel...) ou artificielle (Venturi, Canaux de Parshall, seuil artificiel...). Il y a passage en régime critique en raison d'une chute d'eau provoquée. Dans le cas d'une section de contrôle, les écoulements peuvent être supposés permanents graduellement variés, et le contrôle suivra donc une loi seuil.

Les lois seuil

Certaines stations hydrométriques sont placées juste à l'amont de seuils naturels (stabilité de la section, coupure hydraulique avec l'aval).

Après la section critique, le fluide tombe en chute libre. La vitesse de chute du fluide est traduite par la loi de Torricelli (démontrée facilement à partir de la formule de Bernoulli) :

$$U = \sqrt{2g(h - h_0)} \quad (18.22)$$

Les lois seuil sont alors de la forme :

$$Q = mSU \quad (18.23)$$

Où S est une surface qui varie selon le type de déversoir utilisé (rectangulaire, triangulaire...), et m est un coefficient de frottement. Pour plus de détails sur ces questionnements, le lecteur peut se référer au livre Hydrométrie appliquée aux cours d'eau ([Audinet, 1995](#)).

Exemple d'un seuil rectangulaire

Par exemple, la loi pour un seuil rectangulaire est de la forme :

$$Q = mSU = mS\sqrt{2g(h - h_0)} \quad (18.24)$$

Dans le cas d'un déversoir rectangulaire :

$$S = L(h - h_0) \quad (18.25)$$

Donc :

$$Q = mS\sqrt{2g(h - h_0)} = mL(h - h_0)\sqrt{2g(h - h_0)} = mL\sqrt{2g}(h - h_0)^{3/2} \quad (18.26)$$

On fait ici l'hypothèse de vitesse d'approche faible. Cette hypothèse n'est pas toujours vérifiée lorsque le débit devient trop important. Dans ce cas, on peut calculer le coefficient m à de bas débit ou la vitesse est négligeable puis calculer le débit maximum en rajoutant le terme de vitesse dans l'équation.

On peut raisonner de la même manière avec tout autre type de déversoir.



(a) Tronçon de contrôle

(b) Section de contrôle (ici seuil)

FIGURE 18.19 – Différents types de contrôles hydraulique.

Exemple d'un seuil triangulaire

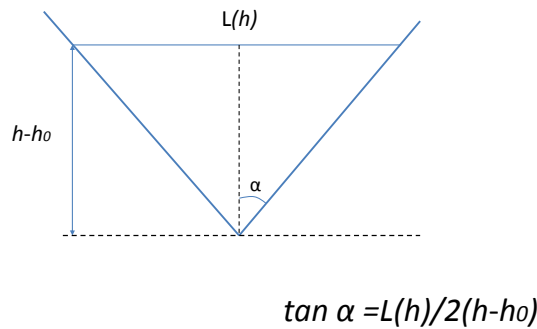


FIGURE 18.20 – Exemple d'un déversoir rectangulaire.

Dans le cas d'un déversoir triangulaire (Figure 18.20) :

$$S = \frac{L(h)(h - h_0)}{2} \quad (18.27)$$

avec :

$$L(h) = 2 \tan(\alpha)(h - h_0) \quad (18.28)$$

Donc :

$$Q = mS\sqrt{2g(h - h_0)} = m\frac{L(h)(h - h_0)}{2}\sqrt{2g(h - h_0)} = m \tan(\alpha)\sqrt{2g}(h - h_0)^{5/2} \quad (18.29)$$

Notion de courbe de tarage

Ainsi, si au cours du temps les caractéristiques d'une section restent constantes, il est en pratique intéressant de pouvoir relier directement le débit Q traversant la section à la hauteur d'eau h mesurée au moyen d'une échelle limnimétrique par exemple.

Dans le cas d'un canal large à fond plat $L \gg h$, donc :

$$R_H = \frac{S}{P} = \frac{Lh}{L + 2h} \approx \frac{Lh}{L} \approx h \quad (18.30)$$

Compte-tenu de la formule de Chézy $v = C\sqrt{R_H J}$ (équation 18.18) le débit peut donc s'exprimer de la sorte :

$$Q = vS = C\sqrt{hJ}Lh \quad (18.31)$$

Le débit par unité de largeur devient donc :

$$q = \frac{Q}{L} = Ch\sqrt{hJ} = Ch^{3/2}J^{1/2} \quad (18.32)$$

Pour une pente et une rugosité données, le débit par unité de temps peut-être obtenu directement par une mesure de la hauteur d'eau h en se référant directement à une courbe nommée **courbe de tarage**.

A partir de cas simple, nous avons alors montré les origines hydrauliques des courbes de tarage que nous étudierons dans toute la suite de ce travail.

Généralisation de la fonction puissance pour modéliser les courbes de tarage

On peut écrire la formule donnant le débit Q en fonction de la hauteur d'eau h par la relation suivante :

$$Q = a \left(h - h_0 + \frac{v^2}{2g} \right)^b, \quad (18.33)$$

où h est la hauteur mesurée $[m]$, h_0 est l'origine du repère de hauteur $[m]$, v est la vitesse d'approche de l'écoulement en amont du contrôle $[m/s]$, g est l'accélération de la pesanteur $[m/s^2]$ et a et b sont des paramètres qui dépendent de la géométrie de la section.

Le terme $v^2/2g$ étant très souvent négligeable devant $h-h_0$ sera omis. En effet, si $v = 1[m/s]$ il vaut $0.05[m]$, si $v = 2[m/s]$ il vaut $0.20[m]$ et si $v = 3[m/s]$ il vaut $0.45[m]$. Ce raisonnement très simple montre que les vitesses d'approche ont intérêt à être faibles pour que leurs variations aient des effets négligeables sur la loi $Q(h)$ (Audinet, 1995).

Les formules hydrauliques usuelles pour les écoulements uniformes (Chézy, Manning-Strickler) et pour les ouvrages hydrauliques (seuil, canal jaugeur) peuvent être approchées par de simples fonctions puissances. On démontrera dans les paragraphes qui suivent que si l'écoulement est permanent uniforme (tronçon de contrôle et formule de Manning-Strickler) ou alors permanent graduellement varié (en amont d'une singularité et loi seuil), une loi puissance peut être utilisée. Cette loi puissance sera par conséquent du type :

$$Q = a(h - h_0)^b \quad (18.34)$$

Où a et b sont des coefficients de forme et h_0 est la hauteur d'eau correspondant au débit nul.

Premier cas : tronçon de contrôle et loi de Manning-Strickler

Dans le cas des rivières, et des tronçons de contrôle en général :

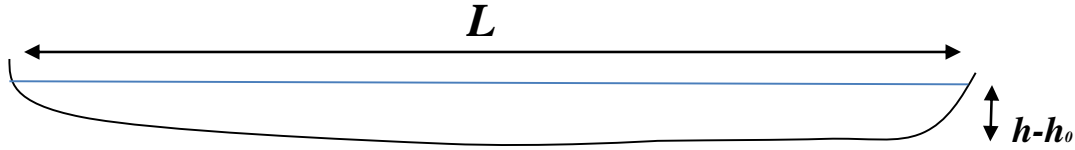


FIGURE 18.21 – Coupe en travers d'un écoulement en rivière.

On peut alors approcher la surface mouillée par :

$$S_m = L(h - h_0) \quad (18.35)$$

Et comme la distance $h - h_0$ est négligeable devant la longueur L , on peut approcher le rayon hydraulique par :

$$R_H = \frac{S_m}{P_m} = \frac{L(h - h_0)}{L + 2(h - h_0)} \approx \frac{L(h - h_0)}{L} \approx h - h_0 \quad (18.36)$$

Pour un tronçon de contrôle rectangulaire

En remplaçant dans la formule de Manning-Strickler :

$$Q = k_s S_m R_H^{2/3} \sqrt{J} = k_s L (h - h_0) (h - h_0)^{2/3} \sqrt{J} = k_s L \sqrt{J} (h - h_0)^{5/3} \quad (18.37)$$

La généralisation $Q = a(h - h_0)^b$ est donc retrouvée avec $b = 5/3$ et $a = k_s L \sqrt{J}$. La notion de vitesse est donc retrouvée dans le coefficient a où L est souvent prépondérant, et la généralisation est cohérente.

Pour un tronçon de contrôle triangulaire

$$S_m = \frac{L(h)(h - h_0)}{2} \quad (18.38)$$

avec :

$$L(h) = 2 \tan(\alpha)(h - h_0) \quad (18.39)$$

En remplaçant dans la formule de Manning-Strickler :

$$Q = k_s S_m R_H^{2/3} \sqrt{J} = k_s \sqrt{J} \tan(\alpha) (h - h_0)^{8/3} \quad (18.40)$$

La généralisation $Q = a(h - h_0)^b$ est donc à nouveau retrouvée avec $b = 8/3$ et $a = k_s \sqrt{J} \tan \alpha$.

Second cas : section de contrôle et loi seuil

Comme démontré ci-dessus, la loi d'un déversoir rectangulaire est la suivante :

$$Q = mL\sqrt{2g}(h - h_0)^{3/2} \quad (18.41)$$

Et celle d'un déversoir triangulaire est :

$$Q = m \tan \alpha \sqrt{2g}(h - h_0)^{5/2} \quad (18.42)$$

Ainsi la généralisation $Q = a(h - h_0)^b$ est donc retrouvée avec $b = 3/2$ et $a = mL\sqrt{2g}$. Il en est de même avec tout autre type de loi seuil. Par exemple pour un seuil triangulaire on a montré précédemment que $b = 5/2$ et $a = m \tan \alpha \sqrt{2g}$. Seul les valeurs des coefficients a et b changent, mais la généralisation $Q = a(h - h_0)^b$ reste cohérente.

Ainsi nous avons montré que la relation hauteur-débit pouvait être traduite par une loi puissance, et ce de façon cohérente que les stations hydrométriques aient pour contrôle hydraulique un tronçon de contrôle (écoulement guidé par la formule de Manning-Strickler) ou une section de contrôle (écoulement répondant à une loi seuil).

La présente étude met bien en valeur l'origine hydraulique de la loi puissance $Q = a(h - h_0)^b$ qui sera utilisée dans toute la suite de ce travail afin de modéliser les courbes de tarage.

Les courbes de tarage

Nous avons alors démontré que la fonction puissance du type $Q = a(h - h_0)^b$ était valable afin de relier la hauteur d'eau h au débit Q des rivières, et ce quelle que soit la nature du contrôle hydraulique régissant l'écoulement en un point de mesure (station hydrométrique) donné. Cette fonction reliant la hauteur d'eau au débit est nommée **courbe de tarage** dans le langage courant de l'hydrométrie. La courbe de tarage est un modèle hydraulique reliant la hauteur au débit. Elle est utilisée afin de convertir les hauteurs d'eau relevées en débit et ainsi obtenir des chroniques de débit. On s'aperçoit alors que la qualité des courbes de tarage est primordiale, puisque les estimations de débit issues de ces dernières seront directement utilisées par exemple pour :

- des études de dimensionnement d'infrastructures,
- la calibration de modèles hydrologiques et hydrauliques,

- la compréhension, la quantification et la prévention des risques liés aux inondations,
- la connaissance des volumes disponibles pour l'alimentation en eau potable des populations et pour la vie aquatique,
- l'irrigation et les arrêts sécheresse,
- le respect d'exigences réglementaires,
- ...

Les types de tarage

On distingue différentes catégories de tarages. Les tarages univoques par exemple, qui concernent les stations à géométrie stable et à contrôle hydraulique permanent. Ou les tarages non-univoques qui concernent les stations situées dans des biefs à géométrie plus ou moins rapidement variable.

Les tarages univoques

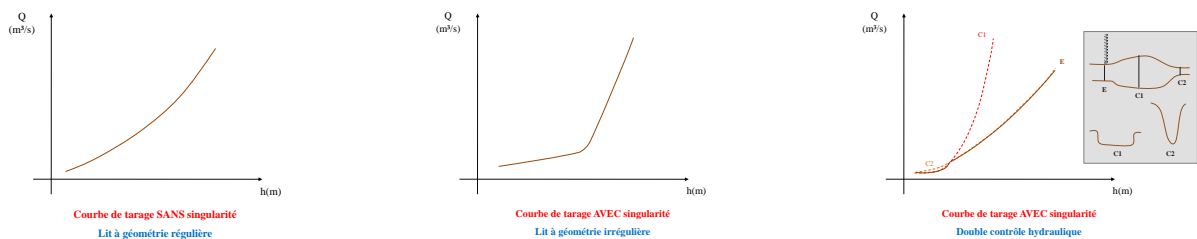


FIGURE 18.22 – Les relations hauteur-débit univoques.

Les tarages univoques traduisent les lits de rivière à géométrie régulière (courbes sans singularités) ou irrégulière (courbes avec singularités) qui induisent l'univocité de la relation hauteur-débit (à une valeur de hauteur d'eau correspond une unique valeur de débit). Ici le contrôle hydraulique est immuable et la bijectivité des courbes de tarage est assurée. Le cas est idéal puisqu'un contrôle hydraulique stable engendre un tracé de courbe de tarage univoque qui perdure dans le temps.

Les tarages non univoques

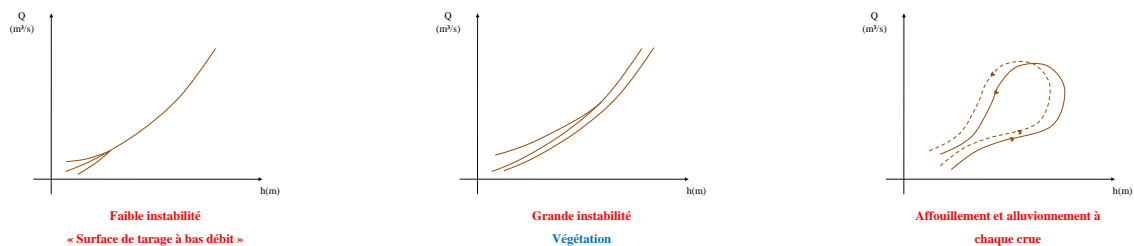


FIGURE 18.23 – Les relations hauteur-débit NON univoques.

Les tarages non univoques concernent les lits de rivière à géométrie variable quelle que soit la gamme de débit. Des perturbations fréquentes de la morphologie du lit des rivières occasionnées

par des phénomènes naturels tels que la sédimentation, l'érosion, ou encore le développement de végétation saisonnière débouchent sur ce que l'on peut appeler des "surfaces de tarage". Dans ces cas, le contrôle hydraulique varie dans le temps (banc de gravier qui part et revient, processus d'érosion-sédimentation, herbiers...) et une même hauteur d'eau peut correspondre à des valeurs de débit différentes : l'univocité de la relation hauteur-débit est compromise. Pour remédier à ce problème, les hydromètres doivent souvent actualiser le tracé de la courbe de tarage afin de prendre en compte au mieux la variabilité des conditions d'écoulement. Ils doivent alors modéliser la "surface de tarage" par une succession de courbes de tarage univoques. C'est dans ce cas qu'ils approchent la limite de la méthode historique de tracé des courbes de tarage puisqu'ils se retrouvent confrontés à un tracé ne reposant parfois que sur un jaugeage (celui ayant validé le détarage).

Cette liste des types de tarage ne saurait être exhaustive si l'on omettait de citer les tarages non-univoques des stations situées dans des biefs à régime hydraulique non permanent (régime transitoire, lâcher/remplissage de barrage, marée...). Il est d'ordinaire préférable d'éviter ces situations en cas d'installation de stations hydrométriques. Soulignons néanmoins que ces tarages résultent en relations hauteur-débit en forme de boucles souvent observables lors des crues/décrués (hystérésis), et corrigables par la formule de Jones ([Jones, 1916](#)).

Les courbes de tarage par morceaux

Les morphologies atypiques de lit de rivière ainsi que les doubles contrôles hydrauliques sont autant de situations qui participent à la construction de courbes de tarage avec singularités. Ces singularités influencent le tracé de courbes de tarage par morceaux. Des sommes successives de fonctions puissance du type $Q = a(H - H_0)^b$ (équation 18.43) sont alors utilisées en fonction des gammes de hauteurs afin de modéliser la relation hauteur-débit en se rapprochant le plus possible de la physique du cours d'eau concerné.

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i (h - h_0)_i^b \quad (18.43)$$

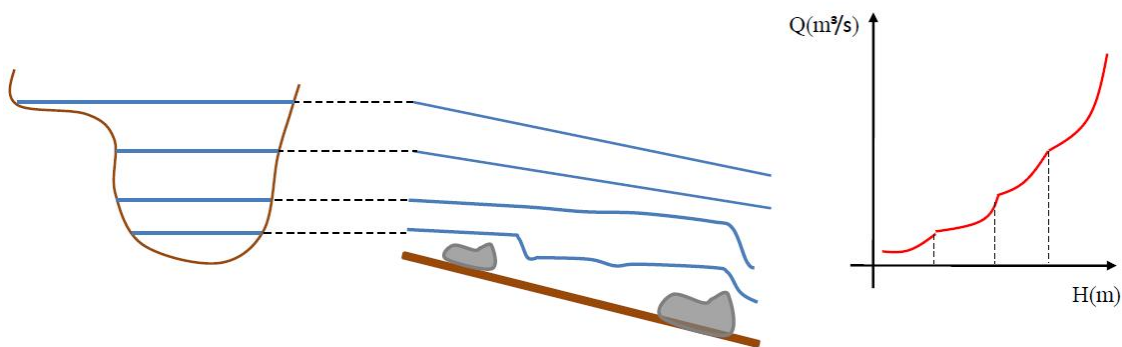


FIGURE 18.24 – Courbe de tarage par morceaux.

Influence des paramètres a , b et h_0 des courbes de tarage

Influence du paramètre a

Comme le montre les figures ci-dessous, le coefficient a agit directement sur la valeur du débit. Logiquement, le débit augmente lorsque a augmente et la "pente" des courbes est d'au-

tant plus grande que le coefficient a est élevé, et ce quelle que soit la valeur des deux autres paramètres b et h_0 .

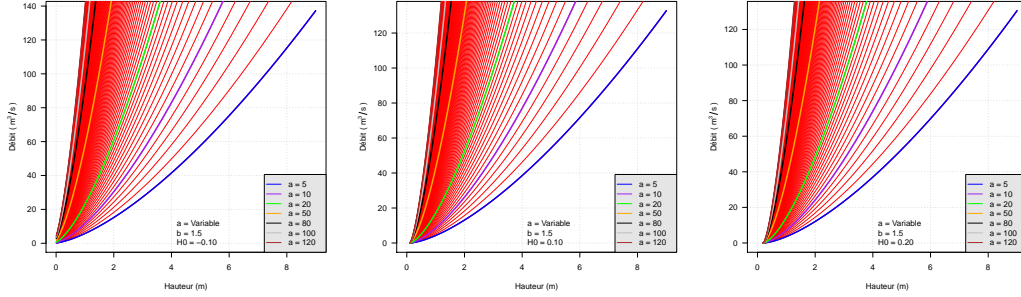


FIGURE 18.25 – Coefficient a variable, b fixe, étude de l'influence du paramètre h_0 .

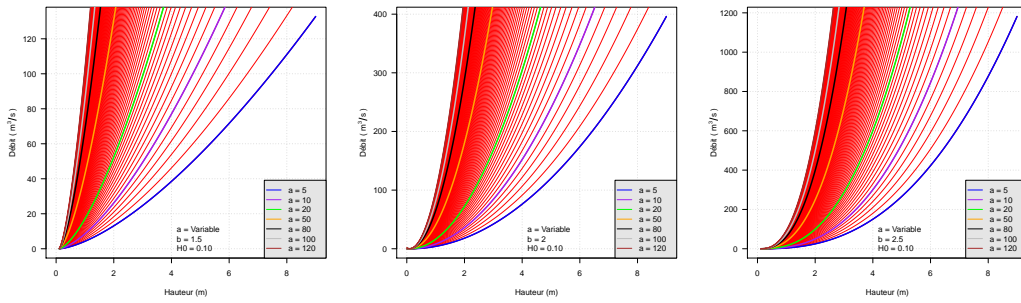


FIGURE 18.26 – Coefficient a variable, h_0 fixe, étude de l'influence du paramètre b .

Hydrauliquement parlant, un coefficient a élevé correspond à une forte valeur de pente, un faible coefficient de frottement et une largeur de rivière élevée, le constat de son impact sur la valeur de débit est donc cohérent. Si b augmente avec a , le débit suit. La variation du h_0 induit quant à elle une translation des courbes à bas débit.

Influence du paramètre b

Le coefficient b joue sur la courbure de la courbe de tarage. En-effet, les courbes de tarage passent d'une forme concave à une forme convexe lorsque le coefficient de forme b augmente, en passant par le stade de droite (lorsque $b = 1$). Ainsi pour une hauteur donnée, le débit est logiquement d'autant plus élevé que le coefficient b est grand.

Le coefficient b est prépondérant sur le coefficient h_0 , qui ne change globalement rien à la forme de la courbe de tarage. Il en est de même pour le coefficient a , il ne joue pas directement sur la forme de la courbe, mais implique une augmentation de la valeur du débit en augmentant.

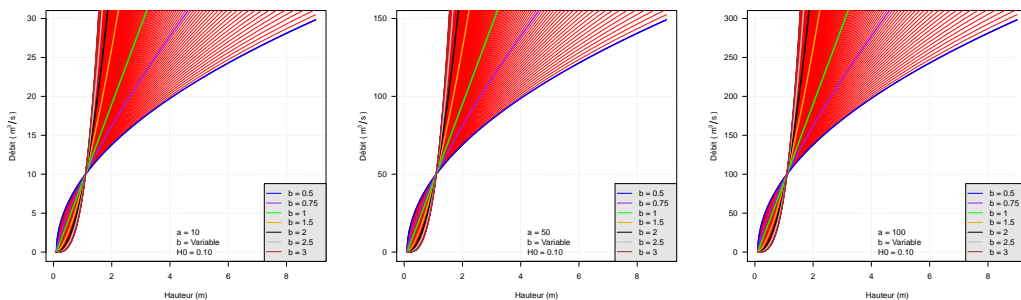
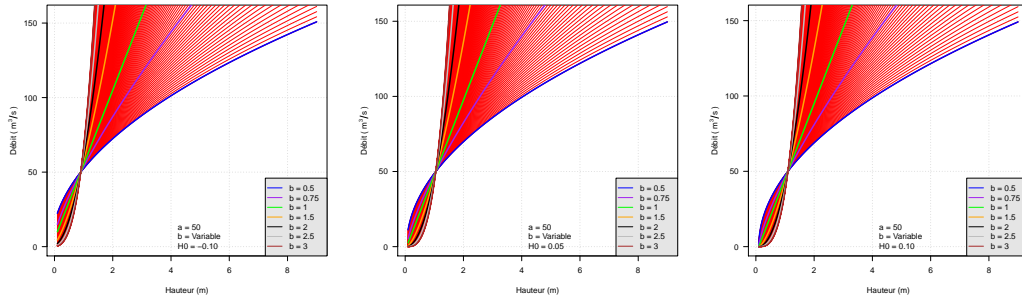
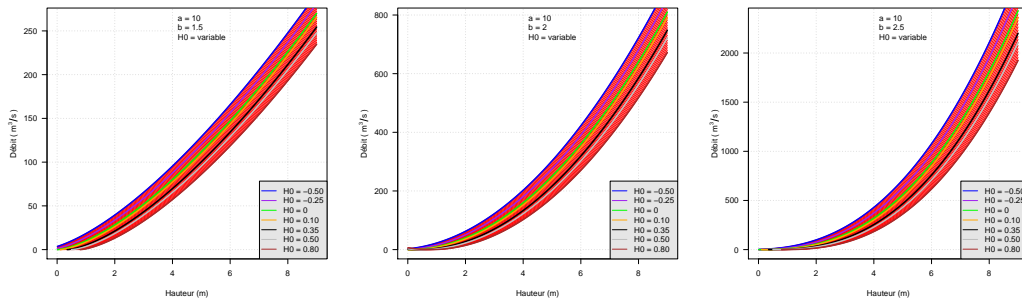
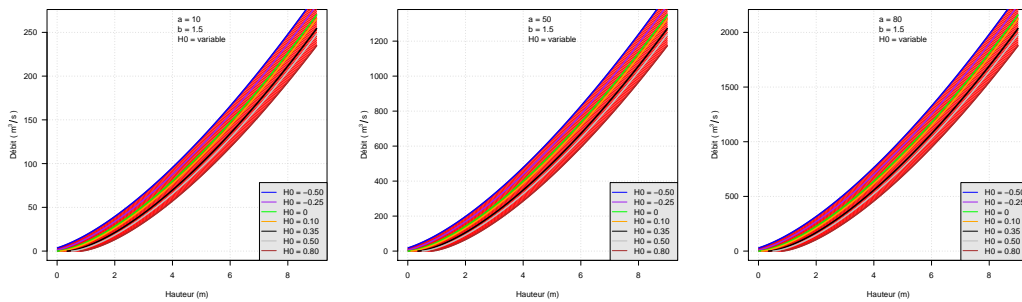


FIGURE 18.27 – Coefficient b variable, h_0 fixe, étude de l'influence du paramètre a .


 FIGURE 18.28 – Coefficient b variable, a fixe, étude de l'influence du paramètre h_0 .

Influence du paramètre h_0

h_0 correspond à la hauteur par rapport à l'échelle limnimétrique de référence, pour laquelle le débit est sensé être nul. h_0 dépend de là où est placée l'échelle. Il peut éventuellement être négatif en cas de creusement du lit de la rivière. Par construction des courbes de tarage en utilisant la fonction puissance $Q = a(h - h_0)^b$, un h_0 négatif engendrera une valeur de débit supérieure qu'un h_0 positif. Une modification du h_0 implique une translation des courbes de tarage.


 FIGURE 18.29 – Coefficient h_0 variable, a fixe, étude de l'influence du paramètre b .

 FIGURE 18.30 – Coefficient h_0 variable, b fixe, étude de l'influence du paramètre a .

De la physique derrière les paramètres a , b et h_0

Pour expliquer pédagogiquement la physique qui se cache derrière les paramètres a , b , et h_0 des courbes de tarage, prenons l'exemple de la station hydrométrique du Pleynet, dont le contrôle hydraulique est un seuil artificiel à dimensions connues.

Loi théorique seuil

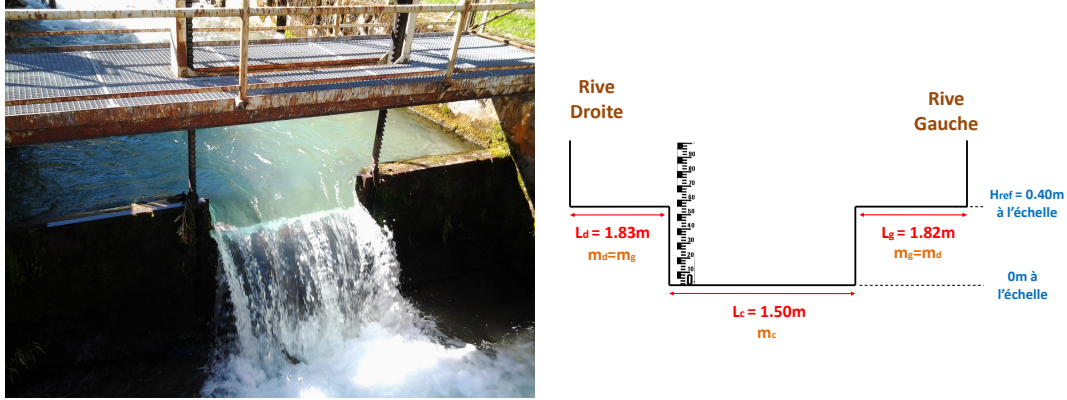


FIGURE 18.31 – Les caractéristiques du seuil artificiel de la station hydrométrique du Pleyne.

La relation théorique liant la hauteur h au débit Q de cette configuration hydraulique (passe bas-débit rectangulaire) est la suivante :

Si $h \leq H_{ref}$ et avec $S_c = L_c h$:

$$Q = m_c S_c \sqrt{2gh} \quad (18.44)$$

$$\Leftrightarrow Q = m_c L_c h \sqrt{2gh} \quad (18.45)$$

$$\Leftrightarrow Q = m_c L_c \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (18.46)$$

$$(18.47)$$

On peut alors caler le coefficient de frottement m_c en utilisant les jaugeages dont la hauteur est inférieure à H_{ref} :

$$m_c = \frac{Q}{L_c \sqrt{2g} h^{3/2}} \quad (18.48)$$

On dispose de 58 jaugeages dont la hauteur est inférieure à H_{ref} sur cette station, en prenant la moyenne des 58 estimations de ce coefficient on trouve finalement $m_c = 0.44$.

Comme le seuil est constitué du même matériau, on peut supposer ici que $m = m_g = m_d$. En plus de cela, la hauteur H_{ref} est la même en rive gauche qu'en rive droite.

Si $h > H_{ref}$ avec $S_d = L_d(h - H_{ref})$ et $S_g = L_g(h - H_{ref})$:

$$Q = m_c S_c \sqrt{2gh} + m_d S_d \sqrt{2g(h - H_{ref})} + m_g S_g \sqrt{2g(h - H_{ref})} \quad (18.49)$$

$$\Leftrightarrow Q = m_c L_c \sqrt{2g} h^{3/2} + m(L_d + L_g) \sqrt{2g} (h - H_{ref})^{3/2} \quad (18.50)$$

$$(18.51)$$

On peut alors caler le coefficient de frottement $m = m_g = m_d$ en utilisant les jaugeages dont la hauteur est supérieure à H_{ref} :

$$m = \frac{Q - m_c L_c \sqrt{2g} h^{3/2}}{(L_d + L_g) \sqrt{2g} (h - H_{ref})^{3/2}} \quad (18.52)$$

On dispose de 55 jaugeages dont la hauteur est supérieure à H_{ref} sur cette station, en prenant la moyenne des 55 estimations de ce coefficient on trouve finalement $m = m_g = m_g = 0.53$.

Loi puissance avec paramètres a , b et h_0

La figure 18.32, illustre la loi puissance du type $Q = a(H - H_0)^b$ par morceaux ajustée dans le nuage de jaugeages de la station hydrométrique du Pleynet.

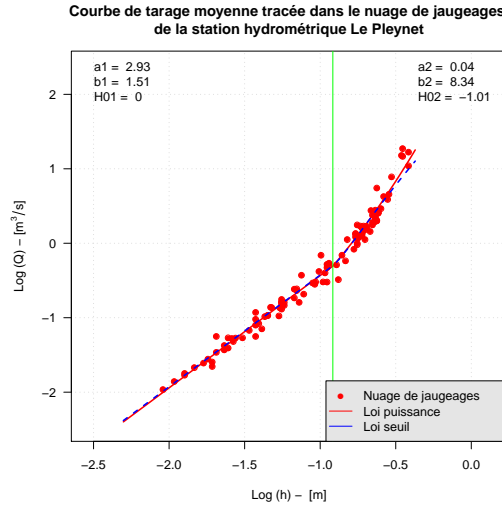


FIGURE 18.32 – Loi puissance ajustée dans le nuage de jaugeages de la station du Pleynet. La courbe verticale verte représente l'endroit de la rupture à $h=0.40m$.

Etablissons alors un lien entre les valeurs théoriques obtenues avec la loi seuil et la généralisation de la loi puissance $Q = a(H - H_0)^b$ en étudiant le premier tronçon de courbe correspondant à la passe bas-débit pour la pédagogie de l'explication.

Pour le premier tronçon, de $h = 0m$ à $H_{ref} = 0.40m$, nous avons estimé la loi seuil théorique par $Q = m_c L_c \sqrt{2g} (h - h_0)^{3/2}$ avec $m_c = 0.43$, $L_c = 1.50m$ et $H_0 = 0$. Ainsi, $Q = m_c L_c \sqrt{2g} (h - h_0)^{3/2} = a(H - H_0)^b$ avec $a = m_c L_c \sqrt{2g} = 2.92$ et $b = 3/2 = 1.5$.

La loi puissance $Q = a(H - H_0)^b$ une fois tracée (figure 18.32) a quant à elle donné $a = 2.93$ et $b = 1.51$ sur le premier tronçon. La théorie est donc confirmée et la loi puissance par morceaux superpose la loi seuil théorique. On touche du bout du doigt la signification des paramètres. a étant un coefficient englobant le terme de frottement m et la partie accélérante de l'écoulement $\sqrt{2g}(h - h_0)$ peut prendre toute valeur. b lui est un paramètre de forme du contrôle hydraulique, il jouera sur la courbure de la relation hauteur-débit.

Loi de Manning-Strickler

Nous avons sélectionnés 105 jaugeages d'une station hydrométrique, celle de l'Isère à Grenoble pour lesquels on dispose de valeurs de la surface mouillée S_m , du périmètre mouillé P_m et donc rayon hydraulique R_H . Grâce à ces valeurs, on peut effectuer des régressions linéaires $y = dx + e$ afin d'obtenir des droites donnant des valeurs de S_m , de R_H et de la débitance $D = k_s \sqrt{J}$ pour chaque hauteur d'eau du barème (figure 18.33).

On peut alors tracer une loi de Manning-Strickler (équation 18.53) avec des paramètres en adéquation avec les critères physique de ceux de la station de l'Isère à Grenoble.

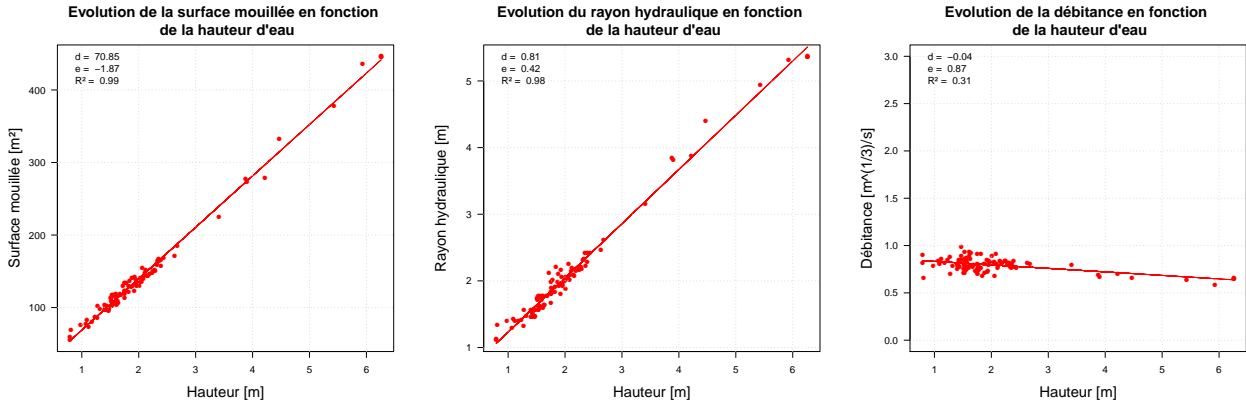


FIGURE 18.33 – Evolution de la surface mouillée S_m (gauche), du rayon hydraulique R_H (centre) et de la débitance D (droite) avec la hauteur d'eau pour la station hydrométrique de l'Isère à Grenoble.

$$Q(h) = D(h)S_m(h)R_H^{2/3}(h) \quad (18.53)$$

Ensuite, on cale une loi puissance du type $Q = a(h - h_0)^b$ dans le nuage de 105 jaugeages sélectionnés en respectant le critère de minimisation des moindres carrés pour caler la valeur du h_0 . On peut alors superposer les deux lois juste créées (figure 18.34).

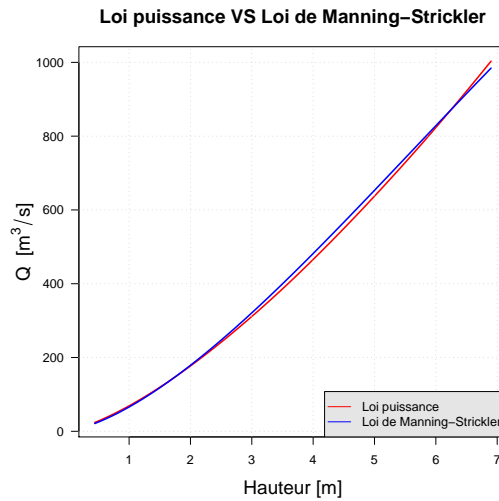


FIGURE 18.34 – Comparaison entre une loi de Manning-Strickler et une loi puissance : cohérence des fonctions puissance.

En analysant la figure 18.34, on remarque que les deux courbes sont superposées. Il est donc cohérent, en cas de tronçon de contrôle, de modéliser les relations hauteur-débit avec des lois puissance. Les paramètres a et b prenant des valeurs coïncidant avec les caractéristiques physique du tronçon étudié. a prend en compte les paramètres d'accélération et de frottement (respectivement débitance D et k_s), et b est un paramètre de forme lié à la géométrie.

Dans le cas d'un tronçon rectangulaire parfait, la loi de Manning-Strickler devient avec $R_H = h - h_0$:

$$Q = DS_m R_H^{2/3} \quad (18.54)$$

$$\Leftrightarrow Q = DL(h - h_0)^{5/3} \quad (18.55)$$

$$(18.56)$$

Les lois puissances devraient donc dans ce cas particulier présenter un paramètre b proche de $5/3$, et le coefficient $a = k_s \sqrt{J} L$ quant à lui prendre toute valeur prenant en compte et l'accélération, et les frottements de l'écoulement considéré. On souligne que c'est souvent la largeur L qui domine dans ce coefficient.

Annexe C : Les stations hydrométriques du réseau EDF-DTG

La carte et les trois tableaux suivants recensent l'ensemble des stations hydrométriques dont la gestion de la courbe de tarage est gérée par les équipes d'EDF-DTG Grenoble (Centre Hydrométéorologique Alpes), Toulouse (Centre Hydrométéorologique Pyrénées) et Brive-la-Gaillarde (Centre Hydrométéorologique Massif-Central).

Les stations surlignées sont celles qui apparaissent d'une quelconque manière dans ce manuscrit de thèse.

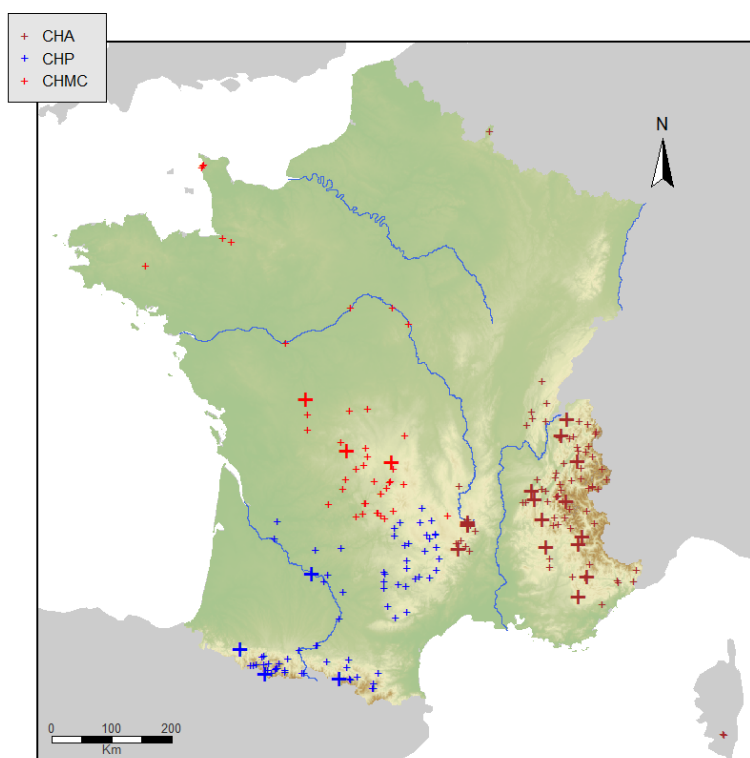


FIGURE 18.35 – Situation géographique des stations hydrométriques du réseau EDF-DTG. Les points les plus gros représentent les stations évoquées dans ces travaux de thèse.

Stations gérées par le CHMC

Code	Nom	Bassin	Rivière	Surface	Altitude
Q2009	Genouillac	Vienne	Petite Creuse	558 km ²	273 m
Q2018	Lafat	Vienne	Sedelle	225 km ²	289 m
Q2051	La Rigole du Diable	Vienne	Vienne	71 km ²	743 m
Q2059	Pont de Lartige	Vienne	Maulde	351 km ²	266 m
Q2080	Lavaud gelade	Vienne	Taurion	121 km ²	670 m
Q2109	Chauvan-Aval	Vienne	Taurion	1030 km ²	245 m
Q2114	Saint Denis des Murs	Vienne	Vienne	646 km ²	360 m
Q2115	Pont de Lessac	Vienne	Vienne	4860 km ²	146 m
Q2122	Chardes	Vienne	Vienne	5000 km ²	90 m
Q2149	Cubord	Vienne	Vienne	5660 km ²	64 m
Q2151	Bugeat	Dordogne Aval	Vezere	143 km ²	675 m
Q2163	Uzerche	Dordogne Aval	Vezere	782 km ²	265 m
Q2165	Montignac	Dordogne Aval	Vezere	3125 km ²	69 m
Q2167	Soudaine-Lavinadiere	Dordogne Aval	Soudaine	78 km ²	359 m
Q2168	Saillant	Dordogne Aval	Vezere	950 km ²	118 m
Q2201	Singles	Dordogne	Burande	85 km ²	557 m
Q2207	Condat	Dordogne Amont	Santoire	172 km ²	693 m
Q2212	Saut de la Saule	Dordogne Amont	Rhue	875 km ²	425 m
Q2220	Madic	Dordogne	Sumene	-1 km ²	425 m
Q2221	Pont de Vendes	Dordogne	Sumene	401 km ²	361 m
Q2269	Pont des Bouyges	Dordogne	Luzège	252 km ²	429 m
Q2274	La Celette	Dordogne	Chavanon	334 km ²	625 m
Q2283	Saint-Sauves	Dordogne	Dordogne	87 km ²	780 m
Q2284	Derive Auze	Dordogne	Auze	140 km ²	350 m
Q2285	Auze Res+Dev	Dordogne	Auze	-1 km ²	338 m
Q2299	Monceaux	Dordogne Aval	Dordogne	4530 km ²	170 m
Q2407	Clavieres	Dordogne Aval	Jordanne	81 km ²	695 m
Q2409	Basteyroux	Dordogne Aval	Maronne	821 km ²	179 m
Q2451	Sansac	Dordogne Aval	Cere	350 km ²	554 m
Q2455	Nepes	Dordogne Aval	Cere	731 km ²	440 m
Q2461	Brugale	Dordogne Aval	Cere	928 km ²	150 m
Q2471	Carennac	Dordogne	Dordogne	6960 km ²	119 m
Q2483	Moulin de Viescamp	Dordogne Aval	Authre	151 km ²	530 m
Q2484	Puech Megerie	Dordogne Aval	Auze	29 km ²	470 m
Q2825	Belleville	Loire	Loire	34710 km ²	134 m
Q2826	Dampierre	Loire	Loire	35820 km ²	115 m
Q2896	Pont de Virey	Normandie	Selune	-1 km ²	63 m
Q2906	Grand Douet	Normandie	Grand Douet	-1 km ²	29 m
Q2908	Petit Douet	Normandie	Petit Douet	12 km ²	12 m
Q2909	Dielette	Normandie	Dielette	-1 km ²	5 m
Q2913	Vabres Alleyras	Allier	Allier	934 km ²	655 m
Q2915	Roche Qui Boit	Normandie	Selune	750 km ²	18 m
Q2919	Moulin de Chauteix	Allier	Chalamont	40 km ²	629 m
Q2924	Saint Aignan	Bretagne	Blavet	685 km ²	27 m
Q2978	Chinon	Loire	Loire	60000 km ²	28 m
Q2997	Saint Laurent des Eaux	Loire	Loire	37730 km ²	76,5 m

Annexe C : Les stations hydrométriques du réseau EDF-DTG

Stations gérées par le CHA					
Code	Nom	Bassin	Rivière	Surface	Altitude
Q0001	Breda	Isère	Breda	27 km ²	1082 m
Q0005	Pleynet	Isère	Pleynet	12,4 km ²	1083 m
Q0009	Pont de la Gache	Isère	Isere	5250 km ²	250 m
Q0011	Le Cheylas	Isère	Isere	5300 km ²	237 m
Q0021	Saint Gervais	Isère	Isere	9910 km ²	174 m
Q0025	Pont-Royal	Isère	Isere	4650 km ²	284 m
Q0026	Grenoble	Isère	Isere	5720 km ²	206 m
Q0027	Les Jarrands	Isère	Bourne	180 km ²	927 m
Q0034	Pont en Royans	Isère	Vernaizon	281 km ²	197 m
Q0037	Pont de Manne	Isère	Bourne	787 km ²	164 m
Q0052	Les Ricous	Isère	Drac	203 km ²	1167 m
Q0054	Pont de la Guinguette	Isère	Drac	510 km ²	838 m
Q0057	L'Infernet	Isère	Souloise	160 km ²	820 m
Q0058	La Sesia	Isère	Drac	28 km ²	780 m
Q0077	Voiron	Isère	Morge	48 km ²	269 m
Q0088	Villard Loubiere	Isère	Saveraisse	133 km ²	1023 m
Q0091	Parassat	Isère	Ebron	228 km ²	563 m
Q0093	Fontaine	Isère	Drac	3550 km ²	207 m
Q0102	Pont de Vence	Isère	Vence	68 km ²	217 m
Q0105	Chambon-Amont	Isère	Romanche	220 km ²	1057 m
Q0111	Les Etages	Isère	Veneon	103 km ²	1579 m
Q0113	Pont Rouge	Romanche	Romanche	804 km ²	708 m
Q0120	Champeau	Isère	Romanche	1000 km ²	701 m
Q0126	Ile de Falcon	Isère	Romanche	1110 km ²	322 m
Q0130	La Perniere	Isère	Eau d'Olle	172 km ²	713 m
Q0143	Pied des Plaines	Isère	Eau d'Olle	50 km ²	1550 m
Q0157	La Clapiere	Durance	Durance	2170 km ²	786 m
Q0159	Rocherousse	Durance	Ubaye	946 km ²	789 m
Q0168	Briancon Aval	Durance	Durance	548 km ²	1187 m
Q0174	Pont de la Chapelue	Durance	Guil	420 km ²	1234 m
Q0193	Freney d'Oisans	Isère	Romanche	344 km ²	928 m
Q0204	Les Chambons	Durance	Buech	723 km ²	662 m
Q0230	Meouge	Durance	Meouge	221 km ²	545 m
Q0231	Serres	Durance	Buech	771 km ²	650 m
Q0235	Piedguichard	Durance	Jabron	89 km ²	593 m
Q0251	Colmars	Durance	Verdon	158 km ²	1230 m
Q0252	Pont de Mourefrey	Durance	Issole	137 km ²	932 m
Q0277	Clue de Chabrieres	Durance	Asse	375 km ²	605 m
Q0278	L'Estellie	Durance	Verdon	1330 km ²	540 m
Q0296	La Mure Argens	Durance	Verdon	399 km ²	961 m
Q0303	Saint Dalmas de Tende	Provence	Roya	168 km ²	668 m
Q0304	Breil	Provence	Roya	461 km ²	211 m
Q0313	Pont de la Lune	Provence	Tinee	705 km ²	221 m
Q0324	La Mescla	Provence	Var	1830 km ²	170 m
Q0329	Les Veyans	Provence	Siagne	230 km ²	90 m
Q0367	Puylaurent	Ardèche	Chassezac	80 km ²	884 m
Q0371	Pont du Mas	Ardèche	Chassezac	52 km ²	1023 m
Q0372	La Goulette	Ardèche	Altier	103 km ²	627 m
Q0376	Pont de Nicoulaud	Ardèche	Borne	62,7 km ²	616 m
Q0387	Les Bertronnnes	Ardèche	Chassezac	507 km ²	145 m
Q0393	Pont du Gournier	Ardèche	Thines	16,7 km ²	432 m
Q0519	Codi	Corse	Codi	35,9 km ²	560 m
Q0521	Saint Antoine	Corse	Saint Antoine	70,8 km ²	565 m
Q2801	Le Crouzet	Loire	Vernazon	51 km ²	1024 m
Q2802	Ranc de Piouche	Loire	Gage	18 km ²	1061 m
Q2803	Cros de Georand	Loire	Tauron	19,5 km ²	1036 m
Q2804	Chamberombaud	Loire	Veyradere	26,5 km ²	1021 m
Q2805	Rieutord	Loire	Loire	62 km ²	1127 m
Q2815	Pont de la Borie	Loire	Loire	229 km ²	912 m
Q2847	Aulueyres	Loire	Fontauliere	121 km ²	391 m
Q2861	Laprat	Loire	Ance Nord	354 km ²	716 m
Q3012	Bois du Bouchet	Arve/Dranses	Arveyron (mer de glace)	78 km ²	1061 m
Q3017	Pont de la Joux	Arve/Dranses	Arve	75,8 km ²	1179 m
Q3054	Pont du Giffre	Arve	Giffre	195 km ²	691 m
Q3056	Taninges	Arve/Dranses	Giffre	325 km ²	601 m
Q3061	Arthaz	Arve/Dranses	Arve	1664 km ²	418 m
Q3104	Thones	Rhône Amont Lyon	Fier	148 km ²	612 m
Q3113	Lancrans	Ain	Valserine	390 km ²	377 m
Q3118	Argonay	Rhône Amont Lyon	Fier	410 km ²	461 m
Q3119	Pont de Tasset	Rhône Amont Lyon	Fier	778 km ²	422 m
Q3122	Les Lombardes	Rhône Amont Lyon	Fier	44,7 km ²	973 m
Q3154	Pont de Chalais	Ain	Ain	650 km ²	460 m
Q3156	Pont Royat	Ain	Oignin	232 km ²	475 m
Q3189	Chalea	Ain	Valouse	650 km ²	289 m
Q3193	Aval Allement	Ain	Ain	2700 km ²	251 m
Q3196	Saint Claude	Ain	Bienne	450 km ²	389 m
Q3202	La Laya	Arve/Dranses	Tre la Tete	20,9 km ²	1434 m
Q3218	Villard sur Doron	Isère	Beaufortin	244 km ²	634 m
Q3222	Moulin Ravier	Isère	Arly	225 km ²	589 m
Q3259	Pont des Saucés	Isère	Dor Roselend	21 km ²	1557 m
Q3302	Val d'Isere	Isère	Isere	46 km ²	1851 m
Q3326	Malgovert-Amont	Isère	Isere	393 km ²	821 m
Q3363	Moutiers	Isère	Doron Bozel	668 km ²	477 m
Q3366	Le Bettaix	Isère	Doron de Belleville	66 km ²	1573 m
Q3376	Cevins	Isère	Isere	393 km ²	390 m
Q3404	Pont de la Scie	Isère	Arc	635 km ²	1199 m
Q3425	Bramans	Isère	Arc	635 km ²	1203 m
Q3430	Averole	Isère	Averole	45,4 km ²	1981 m
Q3432	Ambin	Isère	Ambin	20,9 km ²	1974 m
Q3469	Pont de St Gobain	Isère	Arc	750 km ²	1084 m
Q3500	Prémont	Arc	Arc	905 km ²	-1 m
Q3534	Pontamafrey	Isère	Arc	1430 km ²	480 m
Q8300	Chooz	Meuse	Meuse	10120 km ²	104 m

Stations gérées par le CHP					
Code	Nom	Bassin	Rivière	Surface	Altitude
Q1041	Pont d'Escot	Adour	Gave d'Aspe	425 km ²	311 m
Q1054	Pont de Camps	Adour	Gave Broussier	46,2 km ²	1263 m
Q1105	Derivation Batcrabere	Adour	Gave d'Ossau	6,95 km ²	1990 m
Q1106	Suyen Amont	Adour	Gave d'Azun	22,3 km ²	1535 m
Q1142	Arras Nouaux	Adour	Gave d'Azun	191 km ²	658,8 m
Q1145	Arieulat	Adour	Gave d'Azun	-1 km ²	480 m
Q1148	La Raillere	Adour	Gave Cauterets	112,6 km ²	980 m
Q1151	Gloriettes	Adour	Gave Estaube	18 km ²	1690 m
Q1167	Canaou	Adour	Canaou	7,2 km ²	1905,62 m
Q1192	Pescaderes	Adour	Gave de pau	412 km ²	643 m
Q1203	Hount Negre	Fleuves Côtiers	Garet	-1 km ²	1904 m
Q1220	Cestrèdes	Gaves	Cestrède	10 km ²	1865 m
Q1230	Aubert Déversés	Nestes	Neste d'Aure	km ²	2148 m
Q1250	Edelweiss	Garonne Amont	Neste Cdlong	5 km ²	2182 m
Q1262	Derivation Oredon	Garonne Amont	Neste Aure	30,4 km ²	1820 m
Q1281	Maison Blanche Amont	Garonne Amont	Rioumajou	63,7 km ²	1055 m
Q1297	Beyrede Amont	Garonne Amont	Neste	606 km ²	630 m
Q1324	Saint Lary Amont	Garonne Amont	Neste Aure	-1 km ²	849 m
Q1350	Bossost	Garonne	Garonne	459 km ²	720 m
Q1372	Montrejeau	Garonne	Garonne	2100 km ²	414 m
Q1382	Mancieux	Garonne	Garonne	2793 km ²	260 m
Q1390	Portet	Garonne	Garonne	9979 km ²	143 m
Q1394	Trescasses	Garonne	Garonne	15200 km ²	65 m
Q1396	Lamagistere	Garonne	Garonne	32350 km ²	46,7 m
Q1398	La Reole	Garonne	Garonne	50040 km ²	5 m
Q1460	Pont de Lacourt	Garonne Amont	Salat	604 km ²	420 m
Q1490	Roquefort	Garonne Amont	Salat	1570 km ²	263,8 m
Q1534	Derivation Quioules	Ariège	Quioules	48 km ²	1580 m
Q1535	Riete	Ariège	Quioules	52,8 km ²	1110 m
Q1537	Bompas	Ariège	Ariege	1147 km ²	460 m
Q1584	Cibelle	Ariège	Artigue	23,8 km ²	1200 m
Q1600	Le Castelet	Ariège	Ariege	370 km ²	650 m
Q1616	Fraisse	Tarn	Agout	48 km ²	792 m
Q1623	Taillades	Tarn	Arn	81 km ²	675 m
Q1632	Vabre	Tarn	Gijou	208 km ²	345 m
Q1670	Pont de Montbrun	Tarn	Tarn	621 km ²	480 m
Q1672	Meyrueis	Tarn	Jonte	88 km ²	700 m
Q1675	Pont de Gardies	Tarn	Dourbie	300 km ²	433 m
Q1678	Millau	Tarn	Tarn	2170 km ²	349 m
Q1679	Brousse le Chateau	Tarn	Tarn	3690 km ²	240 m
Q1690	St-Georges de Luzençon	Tarn	Cernon	171 km ²	359 m
Q1692	Pont du Cambon	Tarn	Dourdou	714 km ²	285 m
Q1699	Pecotte Amont	Tarn	Tarn	4500 km ²	185 m
Q1701	Pecotte	Tarn	Tarn	4503 km ²	183 m
Q1722	Villemur	Tarn	Tarn	9100 km ²	90 m
Q1729	Sainte-Livrade	Tarn	Tarn	15400 km ²	65 m
Q1750	Arques	Tarn	Viaur	137,5 km ²	732,5 m
Q1751	Trebons Bas	Tarn	Vioulou	57 km ²	805,7 m
Q1776	Roc Miquel	Tarn	Viaur	1008 km ²	303 m
Q1790	Saint Antonin Noble Val	Tarn	Aveyron	3900 km ²	120 m
Q1801	Aval barrage de Matemale	Aude	Aude	-1 km ²	1507 m
Q1804	Derivation Lladure	Aude	Aude	32 km ²	1545 m
Q1814	Pont de Molines	Aude	Galbe	39 km ²	1422 m
Q1836	Axat St Georges	Aude	Aude	439 km ²	412 m
Q2498	Pessac	Dordogne	Dordogne	14976 km ²	3,33 m
Q2501	Derive Colagne	Lot	Colagne	-1 km ²	1040 m
Q2502	Derive Crueize	Lot	Crueize	-1 km ²	1132 m
Q2519	Le Soulier	Lot	Truyere	542 km ²	866,5 m
Q2521	Saint Georges	Lot	Lander	310 km ²	748,5 m
Q2522	Saint Juery	Lot	Bes	283 km ²	917 m
Q2535	Moulin des Cazottes	Lot	Goul	265 km ²	330 m
Q2554	Brommat	Lot	Bromme	111 km ²	655 m
Q2651	Ganivet	Lot	Colagne	89 km ²	1045,9 m
Q2653	Bramonas	Lot	Lot	465 km ²	663 m
Q2655	Saint Leger de Peyre	Lot	Colagne	226 km ²	710 m
Q2657	Castelnau de Mandailles	Lot	Boralde	53 km ²	420 m
Q2658	La Mothe	Lot	Lot	1164 km ²	519 m
Q2708	Espalion	Lot	Lot	1934 km ²	332 m
Q2721	Entraygues Dde	Lot	Lot	5455 km ²	260 m
Q2725	Cahors-Laberaudie	Lot	Lot	9240 km ²	153 m
Q2760	Coutet	Lot	Lot	10380 km ²	56 m
Q5591	Foix	Ariège	Ariege	1340 km ²	370 m

Annexe D : Tableau des notations utilisées

Variable	Nom	Unité SI
Q	Débit	$m^3.s^{-1}$
S_m	Surface mouillée	m^2
R_H	Rayon hydraulique	m
P_m	Périmètre mouillé	m
v_m	Vitesse moyenne	$m.s^{-1}$
v	Vitesse	$m.s^{-1}$
α	Angle	$m.m^{-1}$ (Radian)
U	Vitesse de chute	$m.s^{-1}$
B	Largeur au miroir	m
y	Tirant d'eau	m
ρ	Masse volumique	$kg.m^{-3}$
g	Accélération de la pesanteur	$9.81m.s^{-2}$
p	Pression	$kg.m^{-1}.s^{-2}$ (Pascal)
p_0	Pression atmosphérique	$kg.m^{-1}.s^{-2}$ (Pascal)
h	Hauteur d'eau	m
h_0	Hauteur du débit nul	m
z	Cote du fond	m
m	Masse	kg
E_p	Energie potentielle	$kg.m^2.s^{-2}$ (Joule)
E_c	Energie cinétique	$kg.m^2.s^{-2}$ (Joule)
H	Charge hydraulique	m
L	Dimension caractéristique	m
Re	Nombre de Reynolds	1
μ	Viscosité dynamique	$kg.m^{-1}.s^{-1}$ (Poiseuille)
ν	Viscosité cinématique	$m^2.s^{-1}$
c	Célérité	$m.s^{-1}$
F_r	Nombre de Froude	1
J	Pente	1
C	Coefficient de Chézy	$m^{\frac{1}{2}}.s^{-1}$
C_F	Coefficient de frottement	1
k_s	Coefficient de Strickler	$m^{\frac{1}{3}}.s^{-1}$
n	Coefficient de Manning	$m^{\frac{-1}{3}}.s$

Variable	Nom	Unité SI
D	Débitance	$m^3.s^{-1}$
a	Paramètre de la courbe de tarage	Sans unités
b	Paramètre de la courbe de tarage	Sans unités
h_0	Hauteur à l'échelle du débit nul	m
V	Volume	m^3
t	Temps	s
S	Surface	m^2
m_f	Coefficient de frottement	1
P	Poids	$kg.m.s^{-2}$ (Newton)
A	Surface	m^2
R	Force de résistance	$kg.m.s^{-2}$ (Newton)
C_1, C_2	Concentrations	$mol.L^{-1}$
I_r	Incertitude sur le relevé de hauteur	%
S_e	Incertitude sur le tracé des courbes de tarage	%
σ_A	Incertitude du vieillissement des courbes de tarage	%
N	Indice	1

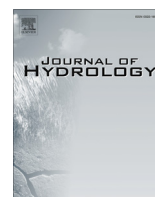
Annexe E : article The Journal of Hydrology

T. Morlot, C. Perret, A-C. Favre et J. Jalbert : Dynamic rating curve assessment for hydrometric stations and computation of the associated uncertainties : Quality and station management indicators. *Journal of Hydrology*, 517, 173-186, 2014.



Contents lists available at ScienceDirect

Journal of Hydrology

journal homepage: www.elsevier.com/locate/jhydrol

Dynamic rating curve assessment for hydrometric stations and computation of the associated uncertainties: Quality and station management indicators



Thomas Morlot^{a,c,*}, Christian Perret^a, Anne-Catherine Favre^{b,c}, Jonathan Jalbert^{c,d}

^aÉlectricité de France, Division Technique Générale (EDF-DTG), 21 Avenue de l'Europe, BP 41, 38040 Grenoble Cedex 9, France

^bUniversité de Grenoble Alpes (UGA), Institut National Polytechnique de Grenoble (INP), École Nationale Supérieure de l'Énergie, l'Eau et l'Environnement (ENSE3), France

^cLaboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE), BP 53, 38041 Grenoble Cedex 9, France

^dDépartement de mathématiques et de statistique, Université Laval, 1045 avenue de la Médecine, Québec G1V 0A6, Canada

ARTICLE INFO

Article history:

Received 26 September 2013

Received in revised form 16 April 2014

Accepted 3 May 2014

Available online 14 May 2014

This manuscript was handled by Andras Bardossy, Editor-in-Chief, with the assistance of Sheng Yue, Associate Editor

Keywords:

Uncertainty

Rating curve

Dynamic assessment

Variogram

Gauging

Hydrometric station

SUMMARY

A rating curve is used to indirectly estimate the discharge in rivers based on water level measurements. The discharge values obtained from a rating curve include uncertainties related to the direct stage–discharge measurements (gaugings) used to build the curves, the quality of fit of the curve to these measurements and the constant changes in the river bed morphology. Moreover, the uncertainty of discharges estimated from a rating curve increases with the “age” of the rating curve. The level of uncertainty at a given point in time is therefore particularly difficult to assess.

A “dynamic” method has been developed to compute rating curves while calculating associated uncertainties, thus making it possible to regenerate streamflow data with uncertainty estimates. The method is based on historical gaugings at hydrometric stations. A rating curve is computed for each gauging and a model of the uncertainty is fitted for each of them. The model of uncertainty takes into account the uncertainties in the measurement of the water level, the quality of fit of the curve, the uncertainty of gaugings and the increase of the uncertainty of discharge estimates with the age of the rating curve computed with a variographic analysis (Jalbert et al., 2011). The presented dynamic method can answer important questions in the field of hydrometry such as “How many gaugings a year are required to produce streamflow data with an average uncertainty of X%?” and “When and in what range of water flow rates should these gaugings be carried out?”.

The Rocherousse hydrometric station (France, Haute-Durance watershed, 946 [km²]) is used as an example throughout the paper. Others stations are used to illustrate certain points.

© 2014 Elsevier B.V. All rights reserved.

1. Introduction

Direct measurements of discharges in rivers are still too time consuming and expensive for continuous monitoring of streamflows. In most cases, streamflows can be deduced from continuous measurements of water levels using stage–discharge relationships (called rating curves in the field of hydrometry) based on discrete measurements of water levels and discharges, referred to as gaugings. Water level measurements, discharge measurements and rating curves thus constitute an indirect way of estimating the discharge in rivers. However, given the growing importance of

environmental questions and resulting regulatory requirements, it is also necessary to know the uncertainty of such estimates. Data users, modellers, forecasters and engineers all agree on this point. Knowledge of uncertainties can also be used to improve the operational management of hydrometric stations. However, quantifying the uncertainty of streamflow data is a relatively new objective for data producers (Hersch, 2002). In France, the first attempts date back 30 years (Masson et al., 1987), but operational applications have not yet seen the day. In other countries, researchers have realized that the uncertainty associated with stream discharge measurements or estimates is necessary for many questions related to water resources such as flood flow estimations (Clarke, 1999; Petersen-Overleir and Reitan, 2005, 2009; Moyeed and Clarke, 2005; Pappenberger et al., 2006), rainfall–runoff model calibration (Blazkova and Beven, 2009; McMillan et al., 2010) and hydraulic model calibration (Domeneghetti

* Corresponding author at: Électricité de France, Division Technique Générale (EDF-DTG), 21 Avenue de l'Europe, BP 41, 38040 Grenoble Cedex 9, France. Tel.: +33 476 20 25 90.

E-mail address: thomas.morlot@edf.fr (T. Morlot).

et al., 2012). A comprehensive literature review of methods for estimating the uncertainty associated with stage–discharge relationships has already been published (Le Coz, 2012). Most modelers presently ignore the often high uncertainty associated with streamflow data in the calibration of hydrological models and use these data as if they were totally accurate. The calibration of such models could change drastically if uncertainty were taken into account. This could have an impact on flood forecasting and the design and operation of infrastructures that directly concern the safety of life and property. Major errors and damage can occur if the estimation of streamflow uncertainty is neglected (McMillan et al., 2010). Thus the quantification of streamflow data uncertainty is an extremely important issue in hydrology.

Frequent changes in the stage–discharge relationship often make real time streamflow monitoring quite difficult while the need for continuous (short-time step) high reliability data is obvious. The historical method used to produce rating curves based on a sufficient number of chronologically contiguous gaugings well distributed over the widest possible range of discharges is poorly adapted to fast or cyclical changes of the stage–discharge relationship (Di Baldassarre and Montanari, 2009). Thus this method is not well suited to hydrometric stations subject to frequent changes, in particular those located in mountainous regions or impacted by vegetation. The classical method does not sufficiently take into account erosion and sedimentation processes or seasonal vegetation growth (Reitan and Petersen-Øverleir, 2011). Moreover, gauging conditions in mountainous regions complicate the task of measurement technicians. All papers quoted in the literature review of methods for estimating the uncertainty associated with stage–discharge relationships (Le Coz, 2012) deal with this historical method. Few studies discuss the use of rating curves in the case of unstable channel sections. ISO (1998); Herschy (2009); Rantz (1982) have attempted to deal with this problem by segmenting the gaugings into time periods during which hydraulic control is assumed to be stable. Guerrero et al. (2012); Reitan and Petersen-Øverleir (2011) have explored more dynamic methods to build rating curves, taking into account stage–discharge relationship variability. However the problem has not been completely solved in the literature.

This study develops an original dynamic and operational method to compute rating curves and their associated uncertainties in order to obtain more accurate and more reliable streamflow data. The method computes a rating curve for each gauging performed at the considered hydrometric station. Then, an uncertainty model is fitted for each of the computed rating curves. The uncertainty model takes into account the uncertainties in the measurement of the water level, the quality of fit of the rating curve to the gaugings, the uncertainty of gaugings and the aging of the rating curves assessed through a variographic analysis (Jalbert et al., 2011). We will show that this dynamic rating curve assessment improves the methodology developed by Jalbert et al. (2011). Moreover such an approach can be used to classify hydrometric stations according to a typology derived from their past behaviour. The interpretation of the last gauging can be used to make an objective decision that can range from a simple conservation of the rating curve to the proposal of a new curve that can be used directly on an operational base. This original dynamic method takes into account the variability of flow conditions and the lifetime of a rating curve. It can thus be used to regenerate streamflow data series with confidence intervals that take into account the aging of the rating curves. Finally, the proposed method can be used to significantly improve real time management of hydrometric stations.

The French hydrometric station of Rocherousse located on the Ubaye river (Haute-Durance watershed, 946 [km²]) will be used as an example throughout the paper. This station measures the

natural Ubaye flow entering the reservoir behind Serre-Ponçon dam. The hydraulic control of this hydrometric station is a channel control section. Others French hydrometric stations are also used as illustrations.

2. Inventory: stability of hydraulic controls in the hydrometric station network under study

2.1. Channel and section controls

Classical hydrometric stations rely on an assumption of an objective function between water level and discharge. This condition is clearly met when a hydraulic control exists. The physical characteristics of the channel that govern the relationship between stage and discharge represent the hydraulic control parameters at a given cross section. In hydrometry, two kinds of hydraulic control can be distinguished: channel controls and section controls, also referred to as critical flow controls. Channel controls exist far from singularities where flow geometries are regular and the hydraulic control is governed by a Manning–Strickler law. In such a case, the flow is controlled mainly by the slope and roughness of the river bed. Section controls exist at natural or artificial singularities (sills, rocks, weirs) where the flow becomes critical due to an overfall and the hydraulic control is governed by a threshold law. In this case, the flow is mainly controlled by the geometry and the surface state of a cross-section. In both cases the stage–discharge relationship can be modelled hydraulically by a power function (ISO, 1998; Schmidt, 2002; Rantz, 1982) defined in Eq. (1) as:

$$Q = a(H - H_0)^b, \quad (1)$$

where H_0 is a parameter modelling the cease-to-flow reference level and a and b are parameters that must be estimated. The exponent b has typical theoretical values of 5/3 (Manning–Strickler), 5/2 (triangular weir) or 3/2 (rectangular weir).

The least squares method is generally used to estimate the three parameters a , b and H_0 . The first step to apply this method consists in linearizing Eq. (1) as $\log(Q) = \log(a) + b \log(H - H_0)$. Then different values are set for H_0 and the intercept $\log(a)$ and slope b of the regression parameters are estimated for each of them. Minimization of the sum of the squared residuals gives the final value of H_0 . The corresponding regression line directly gives estimates of the remaining two parameters b and $\log(a)$. Most rating curves can be modelled by the power law defined in Eq. (1). Sometimes sums or piecewise combinations of such power functions may be suitable to model the stage–discharge relationship taking into account changes in the hydraulic control and in the river bed morphology. All these different cases can be accounted for in the present study. For the case of changing river bed morphology, the break-point in the curve can be deduced from the shape of the sample of gaugings or from knowledge of the physical structure of the hydraulic control.

2.2. From stable to unstable hydraulic controls

The *shape Division Technique Générale* (DTG) of Électricité de France (EDF) operates a hydrometric network focused on the mountainous regions of France (Alps, Pyrenees and Massif Central). It includes around 300 hydrometric stations. Half are located at an altitude higher than 600 [m] and half have upstream catchment areas smaller than 330 [km²] (Fig. 1). The data collected are used for real time monitoring of rivers as well as hydrological studies and the design of structures.

Hydrometric stations may be classified into three families: stable (when the rating curve is stable), moderately stable (when the rating curve sometimes needs to be modified) or unstable

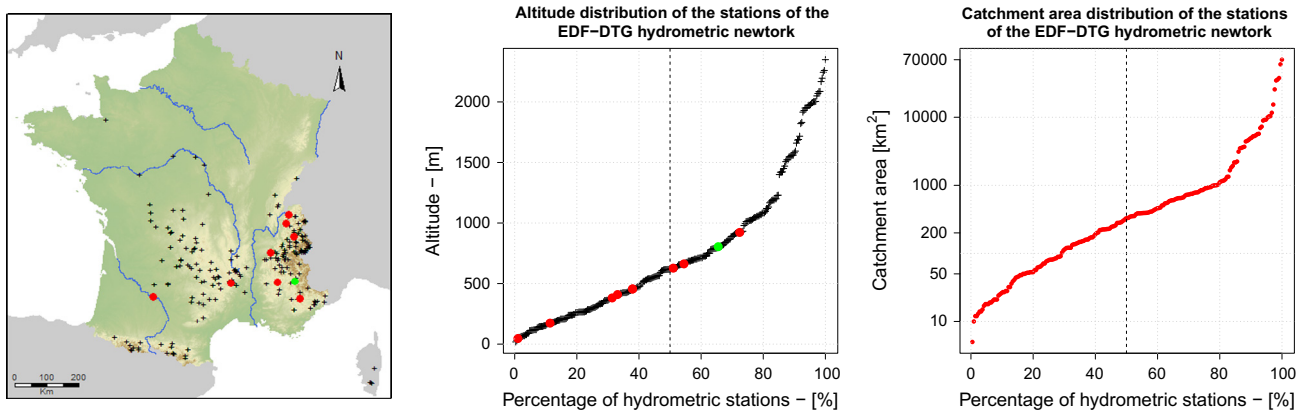


Fig. 1. Altitude and catchment area distributions of the stations of the EDF-DTG hydrometric network. The hydrometric stations cited in the study are represented by large coloured dots. The green dots are for the Ubaye at Rocherousse station. (For interpretation of the references to colour in this figure legend, the reader is referred to the web version of this article.)

(when the rating curve often needs to be modified). Fig. 2 illustrates examples of these three kinds of hydrometric stations based on the historical gaugings and rating curves at Arthaz (stable), Rocherousse (moderately stable) and Chambon Amont (unstable) stations. The historical method used to build rating curves does not sufficiently take into account the variability of the flow conditions in the case of less stable hydrometric stations. The river bed can change over time and lead to non-stationary stage–discharge relationships depending on the geological nature of the catchment and on hydro-meteorological events. For hydrometric stations exposed to changes in river cross sections, the relationship between stage and discharge may change continuously over time and must be refitted because the rating curve parameters a , b and H_0 in Eq. (1) are suitable only for a particular cross section. We can thus deduce the idea of a dynamic rating curve assessment to handle both potential changes in river cross sections and the variability of the flow conditions for a given hydrometric station.

2.3. Characterization of the stability of a hydraulic control

The initial scatter plot is the whole sample of gaugings of a hydrometric station. It represents by itself the whole range of observed values for the stage–discharge relationship.

A *mean rating curve* (MRC) is defined by fitting a power function as defined in Eq. (1) to the initial scatter plot. Fig. 3 illustrates the MRC for three hydrometric stations, namely La Goulette, Rocherousse and Lamagistère. Note that the shape of the sample

of gaugings of Lamagistère hydrometric station requires piecewise rating curves.

Each gauging of the initial scatter plot is compared to the mean rating curve (MRC) by computing the relative difference γ in [%] of the flow defined in Eq. (2) as:

$$\gamma = \frac{Q_{G,i} - Q_{MRC}(H_{G,i})}{Q_{MRC}(H_{G,i})} \quad \text{for } i = 1, \dots, N, \quad (2)$$

where N denotes the number of gaugings of the initial scatter plot, $Q_{G,i}$ the discharge corresponding to gauging i and $Q_{MRC}(H_{G,i})$ the discharge of MRC corresponding to $H_{G,i}$ where $H_{G,i}$ denotes the water level of gauging i .

The relative difference γ [%] can be considered as an indicator of the stability of the stage–discharge relationship. We introduce two notions related to γ :

- The *drift* of the stage–discharge relationship corresponds to the slope of the linear regression line modelling the deviations γ as a function of time.
- The *variability* of the stage–discharge relationship is defined as the standard deviation of the residuals of the regression.

Both notions characterize the stability of the hydraulic control. Fig. 4 shows the relative difference γ [%] as a function of time for the stations of La Goulette, Rocherousse and Lamagistère. The drift is indicated by a red solid line and its value and that of the variability are indicated on each plot. It is possible to characterize

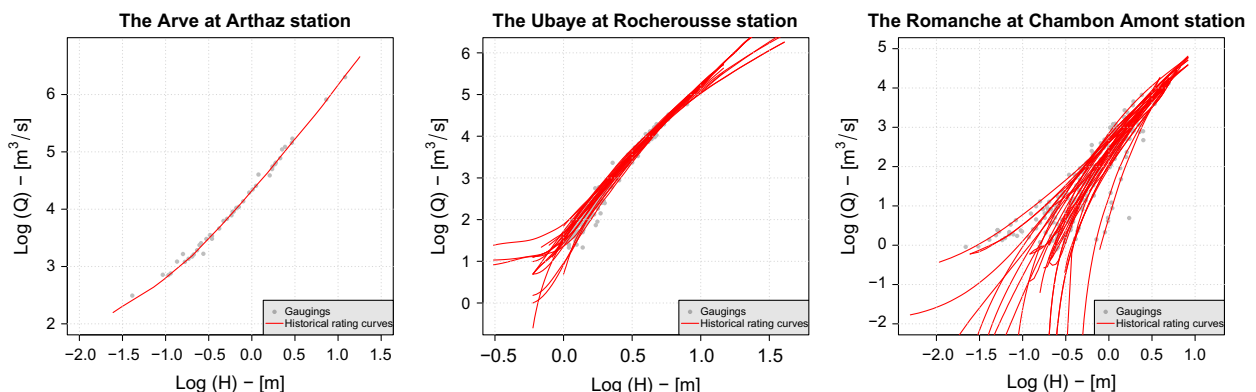


Fig. 2. Historical gaugings and historical rating curves for three French hydrometric stations of the EDF-DTG network (respectively Arthaz, Rocherousse and Chambon Amont) showing the level of stability of their hydraulic controls: stable (left), moderately stable (middle) and unstable (right).

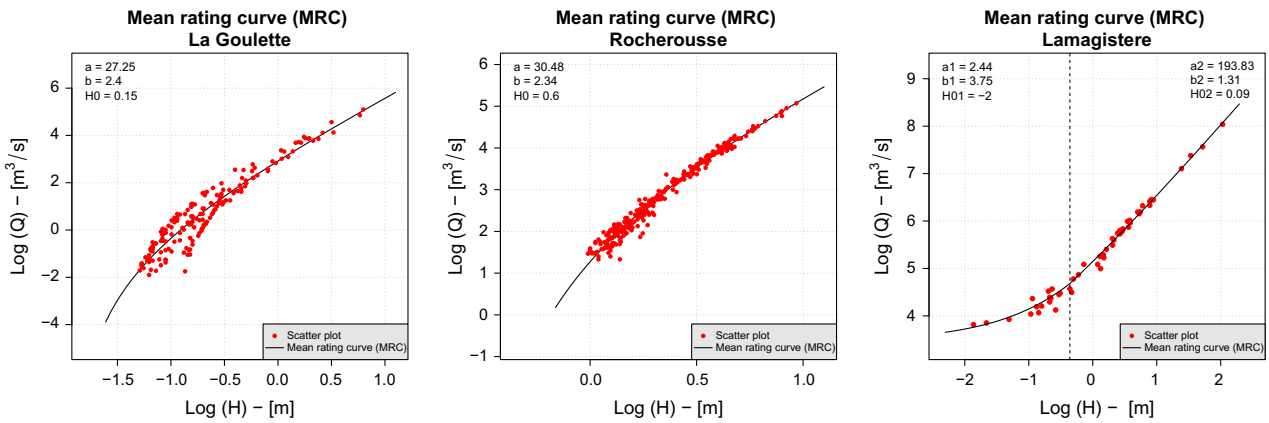


Fig. 3. Examples of mean rating curves (MRC) computed for three French hydrometric stations of the EDF-DTG network (respectively La Goulette, Rocherousse and Lamagistere).

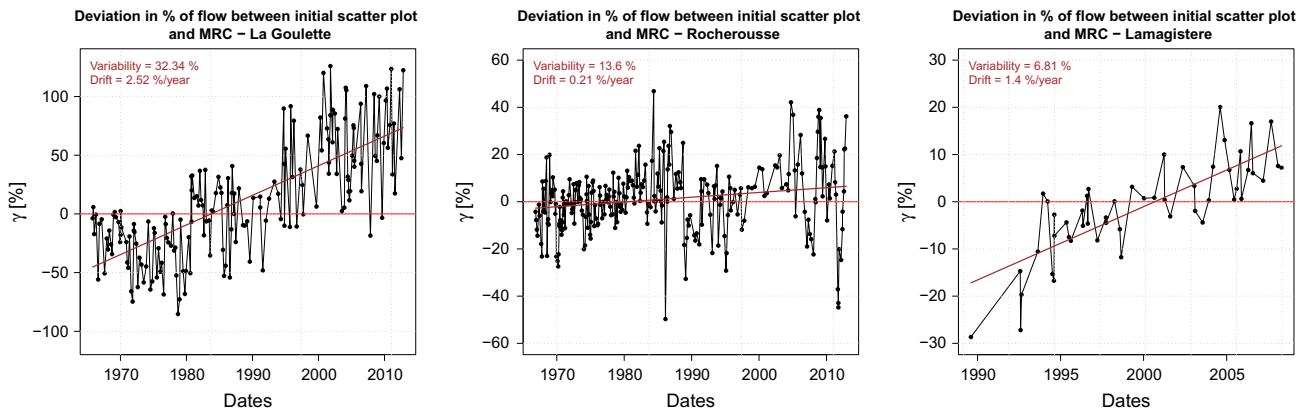


Fig. 4. Deviations γ (%) versus time, drift, and variability computed for three hydrometric stations of the EDF-DTG network (respectively La Goulette, Rocherousse and Lamagistere).

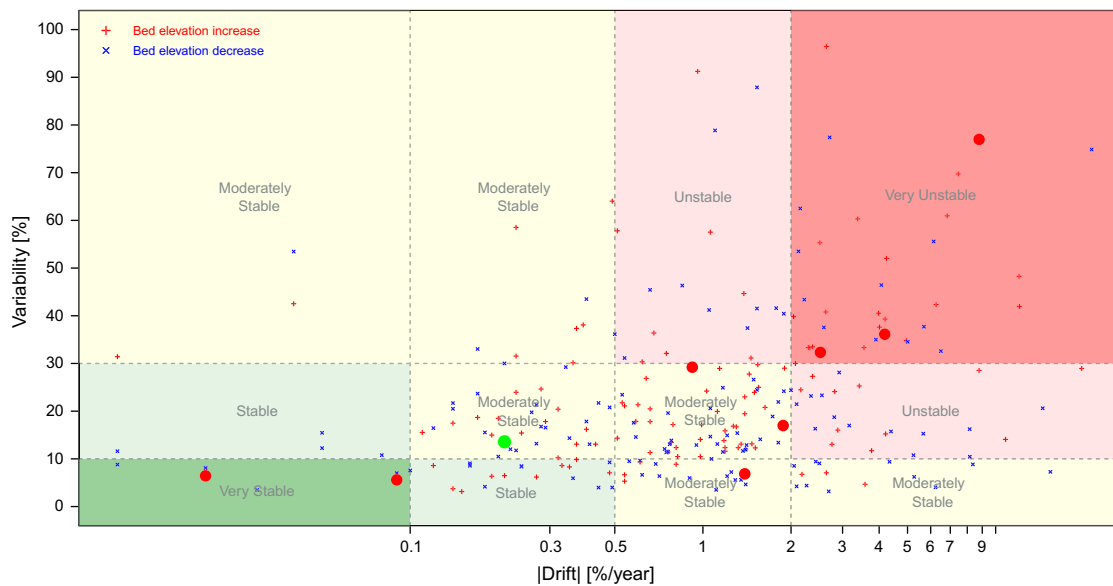


Fig. 5. Characterization of the stability of the hydraulic control for 253 hydrometric stations of the EDF-DTG network. Hydrometric stations cited in the present studies are represented by the large coloured points. The green point indicates the Ubaye at Rocherousse station. (For interpretation of the references to colour in this figure legend, the reader is referred to the web version of this article.)

the stability of the concerned hydraulic control by plotting the variability against the drift computed for different hydrometric stations.

For this, arbitrary limits need to be established to define and separate the different categories (Fig. 5). We insist on the fact that these boundaries were established by experts based on their excellent knowledge of the hydrometric station network. We consider that a hydraulic control is very stable if variability $\in [0, 10]$ and $|\text{drift}| \in [0, 0.1]$ (dark green), stable if variability $\in [10, 30]$ and $|\text{drift}| \in [0, 0.1]$ or if variability $\in [0, 10]$ and $|\text{drift}| \in [0.1, 0.5]$ (green), unstable if variability $\in [30, +\infty[$ and $|\text{drift}| \in [0.5, 2]$ or if variability $\in [10, 30]$ and $|\text{drift}| \in [2, +\infty[$ (red) and very unstable if variability $\in [30, +\infty[$ and $|\text{drift}| \in [2, +\infty[$ (dark red). We consider other cases as moderately stable (yellow). We take the absolute value of the *drift* to represent a continuous increase (red crosses) or a continuous decrease (blue crosses) in the bed elevation of the hydraulic control in the same reference system of Fig. 5.

For example, the Rocherousse hydrometric station (indicated by a green point on Fig. 5) shows low drift (0.21%/year) and relatively high variability (13.6%). Thus the hydraulic control of this station is considered to be moderately stable and a dynamic assessment is then required to take into account more precisely the variability of the flow conditions. Note that the arbitrarily thresholds values set to characterize the stability of the hydraulic control indicate that more than 88% (224 out of 253) of the considered hydrometric stations of the EDF-DTG network belong to the moderately stable, unstable or very unstable categories and therefore require a dynamic rating curve assessment. This observation is not surprising since most hydrometric stations of the network are located in the mountains and are thus impacted by fast or cyclical changes of the stage–discharge relationship. Note that the dynamic rating curve assessment method presented below (Section 3) can also be used for stable hydrometric stations, however the computed rating curves will just be in this case very similar.

3. Methodology – dynamic rating curve assessment

We have pointed out the need for assessing dynamically the ratings curves of hydrometric stations and that streamflow data production must be associated to uncertainties. The next sections describe the proposed dynamic method used to compute and assess rating curves and the associated uncertainty model.

We assume that the random variable modelling the discharge $Q(h, t)$ is distributed according to a normal distribution with mean $\mu(h)$ and variance $\sigma^2(h, t)$ (Eq. (3)). We chose this distribution because of the widespread use of regression analysis to determine the parameters of the rating curves. Moreover, this normality assumption for discharges estimated from rating curves has already been used in the literature (Hersch, 2009; Jalbert et al., 2011). We consider that the variance is composed of three independent terms: the water level measurement uncertainty ($\sigma_{\text{WH}}^2(h)$), the uncertainty of the fitting of the rating curves ($\sigma_{\text{TR}}^2(h)$) and aging ($\sigma_{\text{A}}^2(h, t)$). For the aging term, the uncertainty of estimated discharges would intuitively be expected to increase with time after determination of the rating curve. It is therefore modelled by adding a time-dependent component to the variance of the estimated discharge distribution.

$$Q(h, t) \sim \mathcal{N}[\mu(h), \sigma^2(h, t) = \sigma_{\text{WH}}^2(h) + \sigma_{\text{TR}}^2(h) + \sigma_{\text{A}}^2(h, t)], \quad (3)$$

where:

- $\sigma_{\text{WH}}^2(h)$ is the variance modelling the water level measurement uncertainty (Section 3.5).

- $\sigma_{\text{TR}}^2(h)$ is the variance modelling the uncertainty of the tracing of the rating curves (Section 3.5), which accounts for the gauging uncertainty σ_G (Section 3.2).
- $\sigma_{\text{A}}^2(h, t)$ is the variance modelling the aging of the rating curve (modifying the confidence intervals) computed by a variographic analysis (Section 3.4).
- $\mu(h)$ is the discharge estimated by the rating curve at stage h .
- $Q(h, t)$ is the random variable modelling the discharge.

Knowing the sample of gaugings performed on a hydrometric station (i.e. the initial scatter plot previously defined), streamflow series are generated and uncertainties are computed using a dynamic rating curve assessment strategy involving the computation of a rating curve for each gauging. This methodology will be explained hereafter.

The main assumption underlying the dynamic strategy is that the history of a hydrometric station contains information and that non-contiguous (in time) samples of gaugings may be used into build rating curves. By ignoring the chronology, such an approach takes into account the information contained in each gauging since the first gauging of the considered hydrometric station.

The proposed methodology can be divided into a number of steps. A segmentation procedure is first performed to divide the initial scatter plot into chronological hydraulically homogeneous families of gaugings (Section 3.1) and a witness rating curve called “RCO” is fitted for each of them (Section 3.2). N samples of gaugings (hydraulic analogues) are then selected for each of the N gaugings of the initial scatter plot (Section 3.3). Next, an aging model is constructed with an improved variographic analysis (Section 3.4) and N rating curves related to each of the N gaugings of the initial scatter plot are computed (Section 3.5) from the N corresponding families of hydraulic analogues already found (Section 3.3).

3.1. Identification of chronological homogeneous samples of gaugings

In this first step, a classical segmentation procedure (Hubert et al., 1989) is used to detect homogeneous clusters in the initial scatter plot. All gaugings of an identified cluster are assumed to have been performed under the same hydraulic conditions. The principle of the Hubert procedure is to divide the series of interest into m segments such that the sample mean of each segment is significantly different from the mean of the neighbouring segments.

The segmentation procedure is performed on variable $\alpha[m]$ representing the difference between the water level of gauging i and the water level of the corresponding mean rating curve:

$$\alpha = H_{G,i} - H_{\text{MRC}}(Q_{G,i}) \quad \text{for } i = 1, \dots, N, \quad (4)$$

where N denotes the number of gaugings of the initial scatter plot, $H_{G,i}$ the water level of gauging i , $H_{\text{MRC}}(Q_{G,i})$ the water level of MRC corresponding to $Q_{G,i}$ and $Q_{G,i}$ the discharge of gauging i .

$\alpha[m]$ can be related to physical processes that raise or lower the hydraulic control, such as erosion or sedimentation processes.

Note that other input variables were tested as input for the segmentation procedure (e.g. the relative difference in [%] of the water level or the difference in [m^3/s] of the flow) however the difference $\alpha[m]$ as defined in Eq. (4) gives the best results as it provides a better representation of the history of each hydrometric station.

Such a protocol can be used to identify chronological homogeneous samples of gaugings by detecting breaks in data corresponding to events that have affected the station such as floods or landslides. The detected breaks can be physically explained by consulting the history of the hydrometric station. Fig. 6 illustrates the application of the segmentation procedure for three hydrometric stations, namely La Goulette, Rocherousse and Lamagistere. This figure shows both $\alpha[m]$ and the different samples detected with

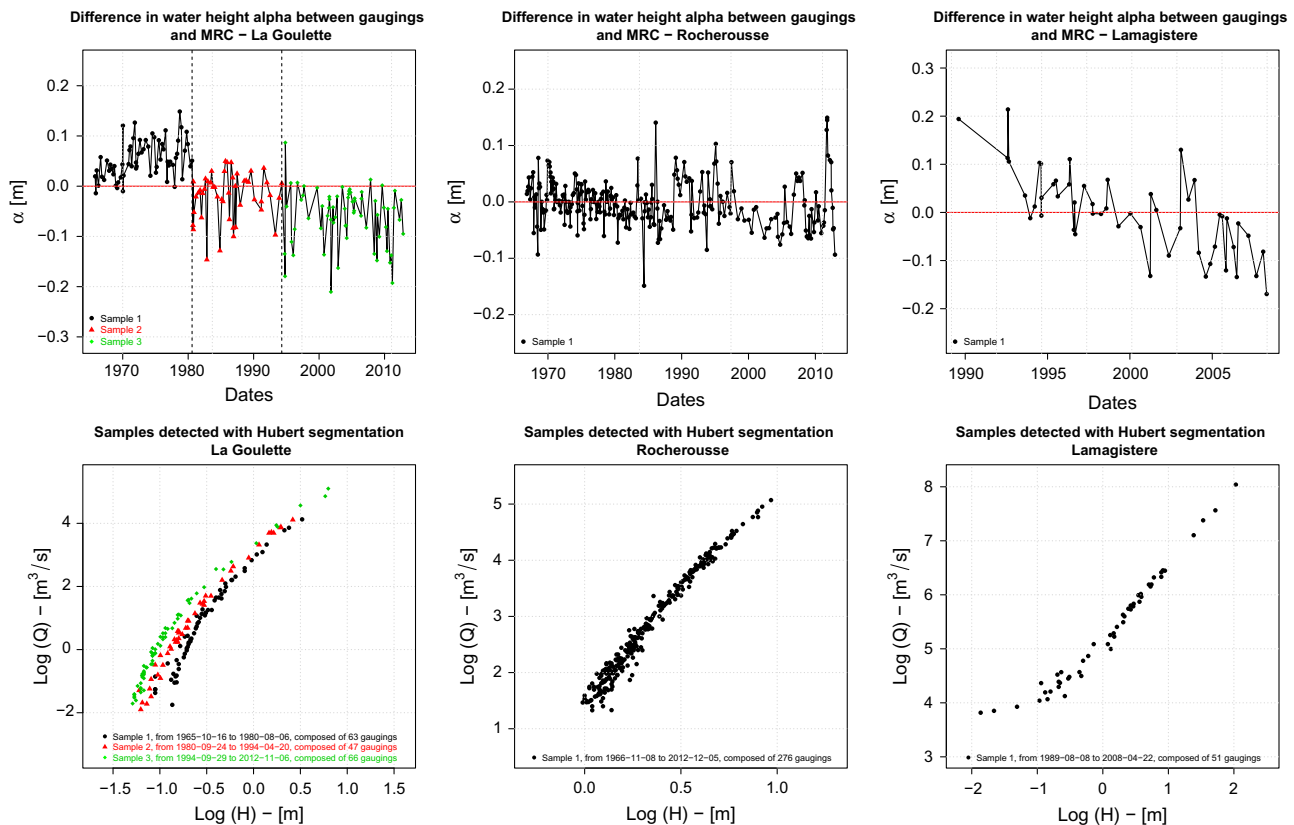


Fig. 6. Hubert segmentation procedure performed for three French hydrometric stations of the EDF-DTG network (respectively La Goulette, Rocherousse and Lamagistere).

the segmentation procedure. For the La Goulette hydrometric station, two breaks were detected (Fig. 6 left column). Both of them correspond to events in the history of the station that resulted in degradation of the section control structure (a sill). These events were the flood of the 21st of September, 1980, with a return period of 40 years, and the flood of the 23rd of September, 1994, with a return period of 4 years. On the other hand, no breaks were found in the gaugings of Rocherousse and Lamagistere stations (Fig. 6 centre and right columns). The observed variability of these stations is due to the uncertainty in discharge measurements and to hydraulic control changes caused by continuous sedimentation and erosion processes. Such a segmentation procedure can in some cases even provide new information by identifying undocumented breaks that are not always clearly visible on the scatter plots.

Once homogeneous samples of gaugings have been identified and validated, they are considered and studied separately. However, the largest gaugings can be forced to belong to each of the homogeneous samples detected by the Hubert segmentation procedure in order to enhance the dynamic determination of rating curves for high flows (Section 3.5).

3.2. Initial rating curves and uncertainty of gaugings

The initial rating curves (called RCOs) are defined by fitting a power law defined in Eq. (1) to each homogeneous sample detected with the Hubert et al. (1989) segmentation procedure (Fig. 7). Before computing the RCOs, some assumptions have to be made:

- A different degree of uncertainty (represented by the standard deviation σ_C) is assigned to each gauging depending on the method used to measure the discharge. Also the magnitude of the discharge is taken into account: flood gaugings are more

uncertain than mean flow gaugings. Standard uncertainty values are selected for a 70% confidence interval: between 2.5% and 5% for discharges measured with the velocity-area method and between 2% and 5% for discharges obtained with the dilution method (Perret et al., 2012; Herschy, 2002; Schmidt, 2002). These values constitute the uncertainty term σ_C for each discharge measurement. Note that these standard uncertainty values chosen for the discharge measurement uncertainty are arbitrary. Further work to compute an uncertainty for each discharge measurement would improve the method (Le Coz et al., 2012), however this problem has not been completely solved in the literature yet.

- The extreme upper part of the rating curve is generally poorly known because it is very difficult and dangerous to gauge during high flows. A strong assumption is made in this study for the extrapolation of rating curves, i.e. the existence of a convergence point. The idea underlying this assumption is that the rating curve converges for high flow independently of its variability for low flows. The convergence point is determined by a simplified hydraulic model using the Manning–Strickler equation or the double log plot method when the hydraulic characteristics of the channel do not change beyond the measured range of discharge. Even if the uncertainty associated with the convergence point (considered as a gauging in the curve) is the widest (15% at the 70% confidence level), this approach is probably insufficient and will be the subject to further work. Di Baldassarre and Claps (2011) performed numerical experiments on the applicability of a rating curve for high flood events and pointed out that the indirect measurement of discharges beyond the measurement range should rely on a physically based model rather than on traditional approaches used for extrapolating rating curves. They suggested the use of a calibrated hydraulic model to extrapolate the rating

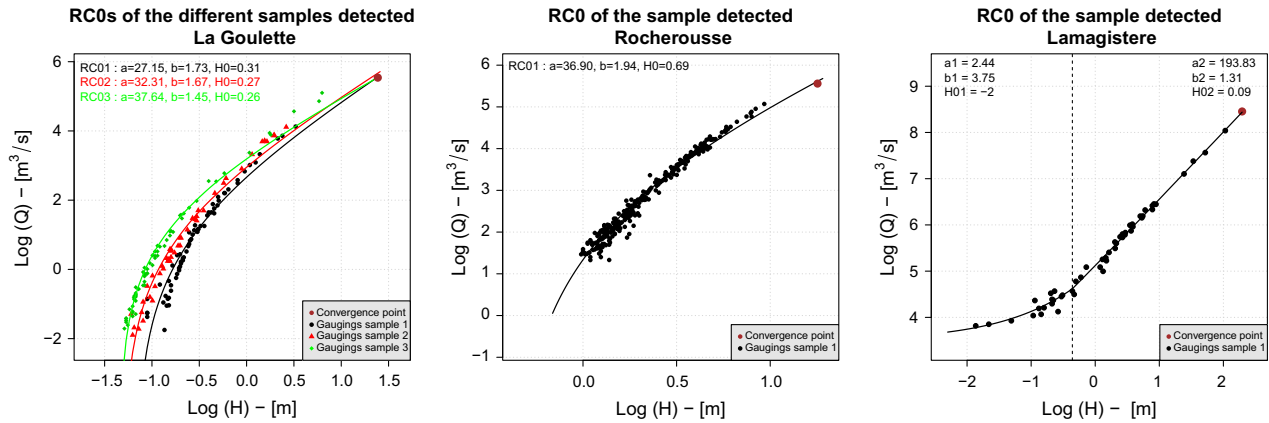


Fig. 7. Rating curves 0 (RCOs) for the homogeneous samples of gaugings detected by the Hubert segmentation for three French hydrometric stations of the EDF-DTG network (respectively La Goulette, Rocherousse and La Magistere). The represented RCOs are the median of the 200 power functions computed with Monte Carlo simulations for each homogeneous sample.

curve to reduce overall uncertainty. We emphasize here that it is difficult to associate the notion of convergence with a given return period since in certain cases the convergence takes place before. The best way to evaluate where the convergence starts and determine an accurate convergence point is based on precise knowledge of the geometry of the considered cross section.

To compute the RCOs, 200 new samples of gaugings are generated by performing 200 Monte Carlo simulations with the uncertainty model of the concerned discharge measurements (Eq. (5)). Each Monte Carlo simulation creates a new sample of gaugings.

$$Q_{i,\text{sim}} \sim \mathcal{N}(\mathbb{E}[Q_i], \sigma_{G,i}^2) \quad (5)$$

where $\sigma_{G,i}$ denotes the uncertainty of gauging i , and $Q_{i,\text{sim}}$ is the simulated gauging randomly drawn from the uncertainty model of gauging i .

If there are N gaugings in the considered homogeneous sample, 200 samples of size $N + 1$ (N gaugings and the convergence point) are randomly drawn from a normal distribution of type (5). Then, a power function as defined in Eq. (1) is fitted with the least squares method for each of the 200 new samples of gaugings. The RCO of the considered homogeneous sample of gaugings is the median, centimeter per centimeter, of the 200 power laws just computed. This approach is performed for each homogeneous sample detected with the Hubert et al. (1989) segmentation procedure (Section 3.1) and its corresponding gaugings.

3.3. Selection of the hydraulic analogues of each gauging

This step of the dynamic assessment strengthens the segmentation procedure (Section 3.1) by ignoring the chronology. By comparing gauging sample j with its corresponding initial rating curve RCO_j and computing the relative difference $\gamma_j(i)$ in [%] of the flow for each of them, three values of $\gamma_j(i)$ are obtained ($\gamma_{j,\text{inf}}(i)$, $\gamma_j(i)$ and $\gamma_{j,\text{sup}}(i)$) if their uncertainty is accounted for in the comparison (see Eqs. (6a)–(6c)). γ_j [%] is related to the notion of sensitivity to the cross section and the notion of stability of the stage–discharge relationship for a given homogeneous sample of gaugings.

A set of hydraulic analogues is defined for each gauging by identifying other gaugings in the concerned homogeneous historical sample that were performed under the same hydraulic conditions (with the same hydraulic control). Hydraulic analogues of a considered gauging are gaugings i that have an interval $[\gamma_{j,\text{inf}}(i), \gamma_{j,\text{sup}}(i)]$ that intersects that of the considered gauging (Fig. 8).

$$\gamma_{j,\text{inf}}(i) = \frac{(Q_{G,i} - Q_{G,i}\sigma_{G,i}) - Q_{\text{RCO}_j}(H_{G,i})}{Q_{\text{RCO}_j}(H_{G,i})} \quad \text{for } i = 1, \dots, N_j, \quad (6a)$$

$$\gamma_j = \frac{Q_{G,i} - Q_{\text{RCO}_j}(H_{G,i})}{Q_{\text{RCO}_j}(H_{G,i})} \quad \text{for } i = 1, \dots, N_j, \quad (6b)$$

$$\gamma_{j,\text{sup}}(i) = \frac{(Q_{G,i} + Q_{G,i}\sigma_{G,i}) - Q_{\text{RCO}_j}(H_{G,i})}{Q_{\text{RCO}_j}(H_{G,i})} \quad \text{for } i = 1, \dots, N_j, \quad (6c)$$

where j is the number of homogeneous samples detected with the previous segmentation procedure (Hubert et al., 1989), $\sigma_{G,i}$ the uncertainty of gauging i , N_j the number of gaugings of homogeneous sample j , $Q_{G,i}$ the discharge of gauging i , $Q_{\text{RCO}_j}(H_{G,i})$ the discharge of RCO_j corresponding to $H_{G,i}$ and $H_{G,i}$ the water level of gauging i .

A procedure can be performed in order to constrain the largest gaugings of each homogeneous sample to be hydraulic analogues of each gauging of the initial scatter plot. This makes it possible to constrain the corresponding rating curves for high flows while guaranteeing a sufficient number of gaugings in the tracing curve to come. In case of a piecewise rating curve (Fig. 8 right), large gaugings are directly considered as hydraulic analogues of all gaugings of the initial scatter plot and a condition of continuity is applied between the different parts of the curve (Section 3.5).

At this stage of the dynamic rating curve assessment, a set of hydraulic analogues is available for each gauging of the considered hydrometric station. These analogues will be used to improve the reliability of the rating curves (Section 3.5).

3.4. Variographic analysis

3.4.1. The empirical semivariogram

Nature is not completely unpredictable and two observations located near one another in terms of distance are more likely to be correlated than two observations situated far from each other. The variogram commonly used in a geostatistical context (as a function of distance for example in kriging) can be used in the field of hydrometry as a function of time (Jalbert et al., 2011), making the assumption that two observations that occur close to one another in terms of time are more likely to be correlated than two observations that are separated by a long time. For a clear understanding of the discussion concerning variograms in the sections to come, the reader should be familiar with the work of Jalbert et al. (2011).

By replacing the usual distance h used in geostatistics by the time t , an empirical semivariogram is defined as (see e.g. Cressie, 1993):

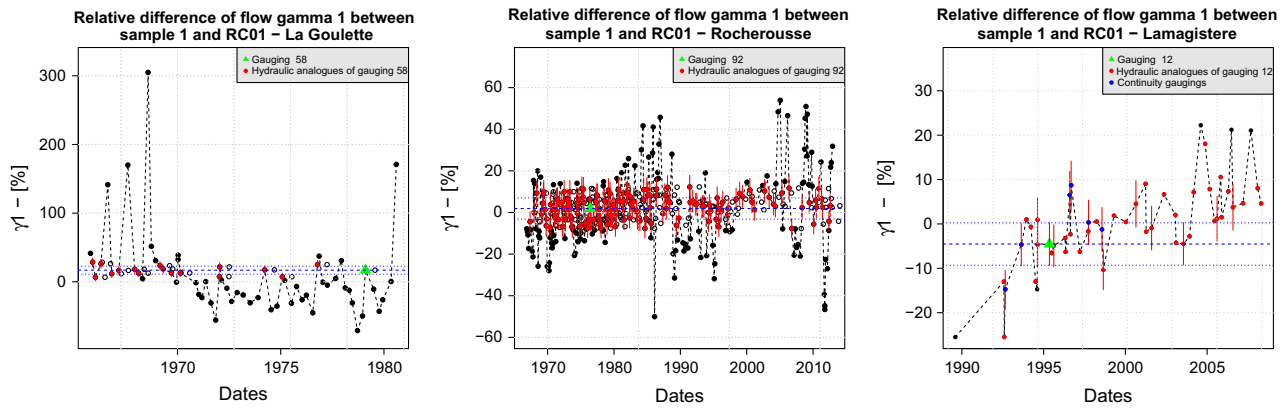


Fig. 8. Examples of hydraulic analogue selection for gaugings of hydrometric stations belonging to the first homogeneous sample detected by Hubert segmentation (respectively for gauging 58 at La Goulette, gauging 92 at Rocherousse and gauging 12 at Lamagistère).

$$\hat{\delta}(t) = \frac{1}{2|N(t)|} \sum_{(i,j) \in N(t)} (v_i - v_j)^2, \quad (7)$$

where $N(t)$ denotes the set of pairs of observations i and j separated by t , v_i and v_j are the concerned pairs of observations and $|N(t)|$ is the number of pairs in the set. The semivariance $\hat{\delta}(t)$ [$(\text{m}^3/\text{s})^2$] can be expressed as a percentage [%] and corresponds to the uncertainty term $\sigma_A(h, t)$ to be added to the other uncertainties terms (Section 4.2).

This study proposes an improvement of the Jalbert et al. (2011) approach by computing a rating curve for each gauging to better take into consideration the variability of the stage–discharge relationship. The rating curves pass through the considered gauging and through the point of convergence for high flows. Note that at this stage, the rating curves are computed only to build the aging pattern. An empirical semivariogram is computed for a defined range of water levels. For a given water level, the rating curves give a streamflow series (e.g. Fig. 9 left for $H = 1.25$ [m]) that constitutes the k observations v previously defined.

3.4.2. The theoretical semivariogram

We need a semivariogram for each value of t in the temporal domain. A theoretical semivariogram δ is thus fitted to the empirical semivariogram. Cressie (1993) listed many theoretical semivariogram models (the most well known are linear, spherical, exponential, Gaussian and circular variograms) and provided a few approaches to estimate the parameters and to choose the

one that provides the best fit. The parameters of a variogram describe the sill, the range and the nugget. We estimate the parameters $\bar{\theta}$ by applying the weighted least squares method that minimizes a weighted (the weight being the number of pairs of points in each bin) squared difference between the empirical $\hat{\delta}(t_k)$ and theoretical $\delta(t, \bar{\theta})$ semivariograms:

$$\sum_{k=1}^K w_k [\hat{\delta}(t_k) - \delta(t_k, \bar{\theta})]^2, \quad (8)$$

where K is the number of points in the empirical semivariogram, w_k the number of pairs used to compute the semivariance and $\bar{\theta}$ the vector of parameters of the theoretical semivariogram. The user is free to select the best theoretical model depending on the physical characteristics of the considered hydrometric station. We opt in this study for the theoretical model minimizing the residual sum of squares from the fitted curve. Thanks to the theoretical semivariogram, the uncertainty term $\sigma_A(h, t)$ can be computed for each value of t for a given water level and expressed in [%] if $\delta(t)$ is previously expressed in [%] as:

$$\sigma_A(h, t) = \sqrt{2\delta(t)|_h} \quad (9)$$

3.4.3. The usefulness of a variogram

A gauging and a rating curve provide the maximum amount of information at the moment they are made and the value of this information decreases with time because of stage–discharge

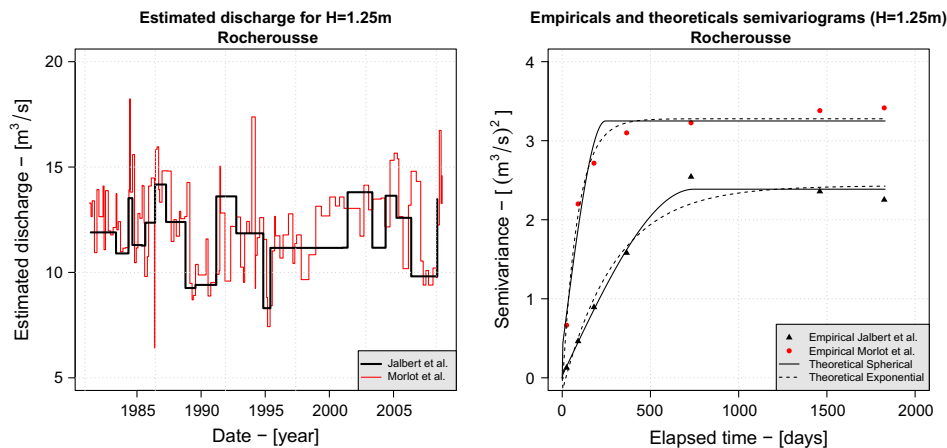


Fig. 9. Comparison of our variographic analysis with the version by Jalbert et al. (2011). Streamflow series for $H = 1.25$ [m] with the Jalbert (2011) approach and ours (left) and empirical semivariograms and fitting of theoretical (spherical, exponential) semivariograms for $H = 1.25$ [m] and for the two approaches (right) are represented for the Ubaye at Rocherousse hydrometric station.

relationship instabilities (Section 2.2). In natural environments such as rivers, the stage–discharge relationship is always variable. A water level may not be representative of the same discharge several days before or after depending on the stability of the stage–discharge relationship. This is especially true for moderately stable and unstable hydraulic controls. A variographic analysis is then very useful to model the idea of aging for a given water level: it allows to take into account the increase in the inherent uncertainty of gaugings and of rating curves as a function of time and to quantify the serial correlation of discharges. The variographic analysis must be performed for all stage values of a considered hydrometric station because it is expected that the serial correlation may be different for low flows, mean discharges and flood flows.

Comparison with the Jalbert et al. (2011) method (Fig. 9 right column) shows that semivariograms were underestimated by the previous approach. Indeed, for a given water level, the streamflow series obtained with the historical method to compute the rating curves is not representative of the real variability of the flow conditions (Fig. 9 left column). By taking into consideration the variability of the flow conditions, the dynamic rating curve assessment can model the wanted aging more accurately.

The variographic analysis is flexible and can thus handle each type of hydrometric station having different characteristics. The type of theoretical semivariogram, with its different parameters (sill, range, nugget), that best fits the empirical semivariogram provides directly some information about the hydrometric station itself. For example, for a control section that varies randomly between deposition and erosion, the variance of the prediction should not increase to infinity because the time series of rating curves would look like a random walk (i.e. without any trend in the discharges estimated from rating curves). In this case the semivariogram reaches a sill and a spherical model is usually suitable. If estimated discharges from rating curves show a trend, the semivariogram does not reach a sill and a linear theoretical model would be suitable.

Applied to a large range of hydrometric stations, such an approach has the advantage of generating criteria for the classification of hydrometric stations (Jalbert et al., 2011). The variogram is also a precious tool for the management of hydrometric stations because these three parameters (sill, range, nugget) directly describe the characteristics of the hydrometric stations. For a given water level, the range of the variogram directly represents the number of days after which maximum aging is reached (time from which there is no longer any correlation between observations). It can be used to determine the number of days before which the hydrometric team has to perform a gauging. Otherwise the confidence intervals will increase. For example, the spherical theoretical variogram of Fig. 9 (right column) obtained using the dynamic approach has a range of 320 days for a water stage of 1.25 [m]. This means that for this water stage, the sill (maximum value of the aging) is reached after 320 days. In other words, the hydrometric team must carry out a gauging within 320 days if they do not want the maximum age to be reached.

3.5. Plotting of the rating curves

A rating curve is computed for each gauging (Fig. 10) and its selected hydraulic analogues (Section 3.3) with a Monte Carlo simulation taking into account the aging of each hydraulic analogue. Fig. 10 shows different rating curves computed for different gaugings of the hydrometric stations of La Goulette (rating curve of gauging 58), Rocherousse (rating curve of gauging 92) and Lamagistere (rating curve of gauging 12). Note that using the presented dynamic method, a rating curve is computed for each gauging of each hydrometric station, that is to say for gaugings $i = 1, \dots, N$, where N is the total number of gaugings of the

considered hydrometric station. To compute rating curve i , 200 new families of gaugings are generated by performing 200 Monte Carlo simulations based on the uncertainty model (Eq. (10)) of the hydraulic analogues of gauging i (same procedure as previously defined in Section 3.2 for the determination of the RC0s).

$$Q_{j,k,\text{sim}} \sim \mathcal{N}(\mathbb{E}[Q_{j,k}], \sigma_{G,j,k}^2 + \sigma_{A,j,k}^2(h, t)), \quad (10)$$

where j is the concerned homogeneous sample, k the set of hydraulic analogues selected for the rating curve of the considered gauging, σ_G the uncertainty of each selected gauging which depends on the way they were performed and on the range of measured discharge (and equal to 15% for the convergence point) (Section 3.2), and $\sigma_A(h, t)$ is the aging of each selected hydraulic analogue given by the variographic analysis for the concerned water level, depending on the time separating the selected hydraulic analogues themselves and the considered gauging for the corresponding rating curve. Finally, $Q_{j,k,\text{sim}}$ is the simulated gauging randomly drawn from the uncertainty model of gauging j, k .

If N hydraulic analogues are selected for gauging i (Section 3.3), 200 families of $N + 1$ gaugings (N hydraulic analogues and the convergence point) are randomly drawn from normal distributions of type Eq. (10). Then, a power function as defined in Eq. (1) is fitted with the least squares method for each of the 200 new families of gaugings just created. Rating curve i is the median of the 200 resulting power laws. The 15% and 85% quantiles of the 200 generated power laws directly give $\sigma_{\text{TR}}(h)$, the uncertainty of the rating curve i . This approach is performed for each gauging of the initial scatter plot and its hydraulic analogues in order to obtain a rating curve for each gauging.

Another uncertainty term $\sigma_{\text{WH}}(h)$ (Eq. (11)) is accounted for. It is related to the measurement of the water level, the calibration of the measurement sensor and the sensitivity of the stage–discharge relationship to the cross section.

$$\sigma_{\text{WH}}(h) = S\sqrt{P^2 + C^2}, \quad (11)$$

where $S = \Delta Q/Q/\text{cm}$ is the cross section sensitivity of the rating curve of interest, P the sensor accuracy directly given by manufacturers and C the uncertainty in the calibration of the sensors, related to the difference between the level read on the level gauge and the measurement of the sensor. $\sigma_{\text{WH}}(h)$ is computed for each generated rating curve.

This method for plotting the rating curve makes it possible to influence the passage of the curve more by hydraulic analogues located close to the gauging of interest in terms of time than those performed long before or after.

Once the dynamic rating curve assessment has been performed, a rating curve has been computed for each gauging of the initial gauging scatter plot of the considered hydrometric station. Remember that a new variographic analysis is made with the final computed rating curves to build the final aging pattern.

4. Uncertainty models

4.1. Confidence interval and summary of the different uncertainty terms

Using equation Eq. (3) and a normality assumption, a confidence interval of $(1 - \alpha)$ can be constructed for discharge estimations:

$$Q(h, t) = \mu(h) + \epsilon(h, t), \quad (12)$$

where,

$$\epsilon(h, t) = \epsilon_{\text{TR}}(h) + \epsilon_{\text{WH}}(h) + \epsilon_A(h, t), \quad (13)$$

with,

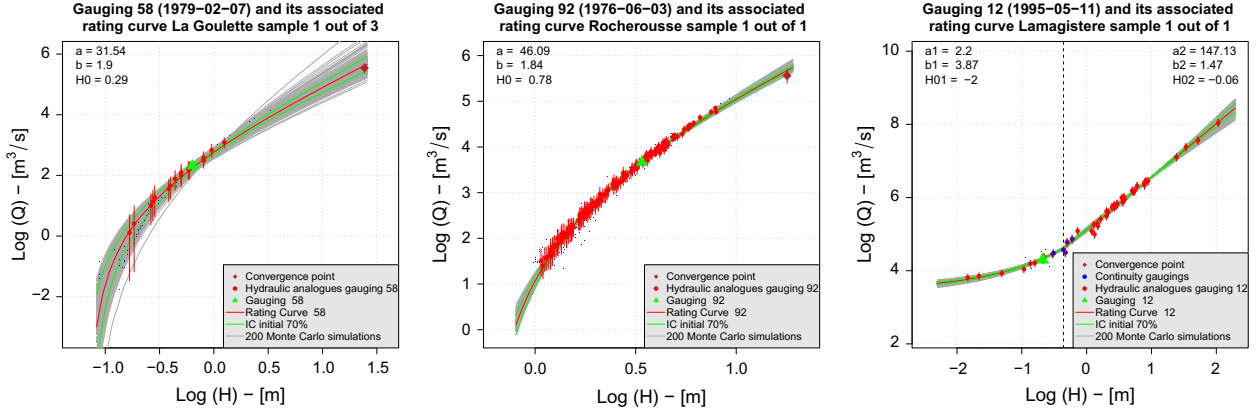


Fig. 10. Examples of rating curves computed for different gaugings of three different hydrometric stations of the EDF-DTG network (respectively for gauging 58 at La Goulette, for gauging 92 at Rocherousse and for gauging 12 at Lamagistère). Rating curves are computed with a Monte Carlo simulation using the model of the aged uncertainty of the hydraulic analogues of the considered gauging.

$$\epsilon_{TR}(h) \sim \mathcal{N}(0, \sigma_{TR}(h)^2), \quad (14a)$$

$$\epsilon_{WH}(h) \sim \mathcal{N}(0, \sigma_{WH}(h)^2), \quad (14b)$$

$$\epsilon_A(h, t) \sim \mathcal{N}(0, \sigma_A(h, t)^2), \quad (14c)$$

Since $\mu(h)$ is the estimated discharge from the rating curve at stage h :

$$\mathbb{E}[Q(h, t)] = \mu(h), \quad (15)$$

and,

$$P[q_{\alpha/2} < Q(h, t) < q_{1-\alpha/2}] = 1 - \alpha, \quad (16)$$

where q_p is the p^{th} quantile of the normal distribution defined by Eq. (3). In our case, $\alpha = 0.3$.

In this study, the following uncertainty terms have been determined:

- σ_G , the gaugings uncertainty as defined in Section 3.2.
- $\sigma_{WH}(h)$, the uncertainty in the measurement of the water levels obtained for each rating curve in Section 3.5.
- $\sigma_{TR}(h)$, the uncertainty in the fitting of the rating curves (15% and 85% quantiles of the Monte Carlo simulations performed to compute the considered rating curve in Section 3.5) and taking into account the gauging uncertainties σ_G .
- $\sigma_A(h, t)$, the aging of rating curve (modifying the confidence intervals) calculated with a variographic analysis in Section 3.4.

4.2. Initial uncertainties on rating curves

The initial 70% confidence interval (Eq. (17)) of the rating curves is the combination of the two uncertainty terms $\sigma_{WH}(h)$ and $\sigma_{TR}(h)$. This initial 70% confidence interval is calculated for each rating curve and therefore for each gauging according to the principle of the dynamic method. The calculation assumes that the different uncertainty terms are independent. The uncertainty term $\sigma_{WH}(h)$, concerning the water level measurement, was most easily apprehensible at the level of uncertainty of 70%. Note that with the assumption of normality, the user is free to change the level of uncertainty to 90% or 95%.

$$IC_{\text{initial } 70\%} = [\mu(h) \pm \mu(h) \sqrt{\sigma_{WH}(h)^2 + \sigma_{TR}(h)^2}], \quad (17)$$

where $\mu(h)$ is the estimated discharge from the rating curve at stage h . This initial 70% confidence interval represents the uncertainty around each computed rating curve on the date it is established.

4.3. Uncertainties in rating curves after t days

Variographic analysis as a function of time is used to calculate the aging $\sigma_A(h, t)$ after t days of the computed rating curve and obtain the final 70% confidence interval (Eq. (18)), once again assuming independence of the different uncertainty terms.

$$IC_{\text{final } 70\%} = [\mu(h) \pm \mu(h) \sqrt{\sigma_{WH}(h)^2 + \sigma_{TR}(h)^2 + \sigma_A(h, t)^2}], \quad (18)$$

where $\sigma_A(h, t)$ represents the aging of the rating curve given by the variographic analysis for the range of water levels of the considered rating curve and a period t . For a given water level, $\sigma_A(h, t)$ depends on the number of days passed after the date on which the concerned rating curve was established.

This final 70% confidence interval represents the uncertainty around each computed rating curve a certain time t after the date on which it was established.

4.4. Uncertainties on recalculated chronological flows

A chronological streamflow series can be computed from the rating curves previously constructed for each gauging. The uncertainty model (Eq. (18)) is then applied to build a confidence interval around each proposed value of discharge (Fig. 11 top). The variographic analysis as a function of time is once again used to convert water levels into discharges with the computed rating curves. In this way, we calculate the aging $\sigma_A(h, t)$ and obtain the final 70% confidence interval (Eq. (18)) around each proposed discharge value. Here $\sigma_A(h, t)$ depends on the number of days separating the water level itself from the rating curve used for its conversion into discharge.

As a result, the final 70% confidence interval (Eq. (18)) generated for each water level of the hydrograph increases with time and is initialized at each new gauging (Fig. 11 bottom), since this new gauging directly gives rise to a new rating curve (according to the principle of the dynamic strategy) that is more reliable for the estimation of discharges to come because it is more recent.

At this stage of the dynamic rating curve assessment, streamflow data are homogeneously regenerated with an associated uncertainty taking into account the uncertainties in the measurement of the water level, the quality of fit of the rating curve, the uncertainty of gaugings and the aging of the rating curves given by an improved variographic analysis.

Note that the date of establishment of each computed rating curve is by default the date of each corresponding gauging. These dates can be advanced by the operator to an event responsible

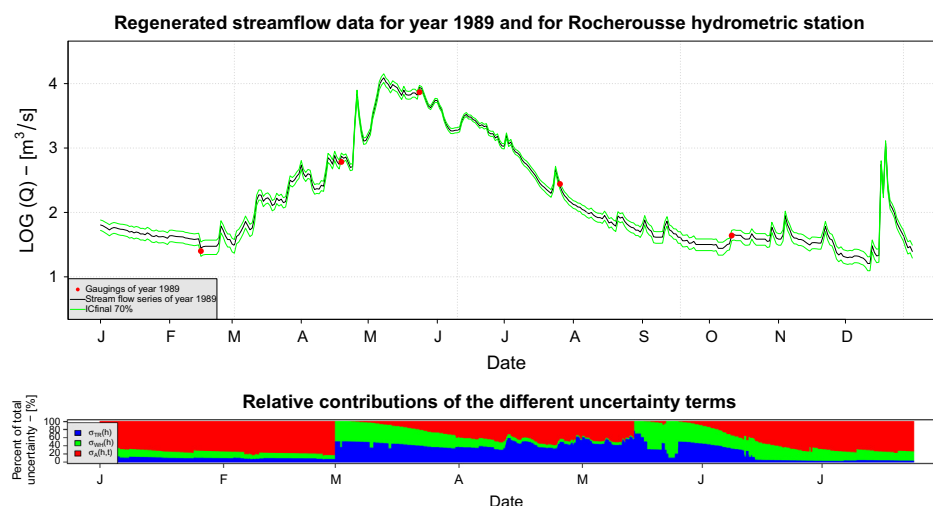


Fig. 11. Streamflow series with final 70% confidence interval taking into account the aging of the rating curves generated with the presented dynamic rating curve assessment for the Ubaye at Rocherousse station and for year 1989 (top). Relative contributions of the different uncertainty terms $\sigma_{TR}(h)$, $\sigma_{WH}(h)$ and $\sigma_A(h, t)$ to the total uncertainty around each value of discharge (bottom).

for a rating curve shift, for example the maximum water level measured before or a flood peak.

5. Indicators for improved operational management of hydrometric stations

Determination of a confidence interval taking into account the aging of the computed rating curves for each data produced by a hydrometric station makes it possible to establish indicators to improve and optimize hydrometric station management. In a simple way, the mean confidence interval is calculated for one year and is associated with the number of gaugings made the same year. This exercise is repeated on a sample of nine French hydrometric stations after performing the dynamic rating curve assessment previously defined for each of them (Fig. 12).

The results show that some hydrometric stations require more gaugings per year than others to produce streamflow data with a suitable uncertainty. This observation can be used in the real time monitoring of hydrometric stations to help answer important questions in the field of hydrometry such as "How many gaugings a year have to be made for a hydrometric station to produce streamflow data with an average uncertainty of X%?". For example, Fig. 12 shows that the annual average uncertainty for the French hydrometric station of Saint-Gervais does not change when the gauging frequency is increased from 2 to 15 times a year whereas for the hydrometric station of Les Chambons, increasing the gauging frequency from 3 to 8 times a year decreases the average annual uncertainty from 45% to 20%. Measurement teams should therefore gauge only two times a year at Saint-Gervais and more than 3 times a year at Les Chambons to decrease the uncertainty as much as possible. Such results can be used to optimize the daily management of hydrometric stations.

6. Statistical calibration

To check that the uncertainty model built according to the principle of the presented method is suitable, gaugings are compared in pairs, i.e. gauging i is compared with gauging $i-1$ and its 70% interval aged on the basis of the variographic analysis of the time separating the two gaugings for H_i , where H_i is the stage of gauging i (Fig. 13). Is gauging i included in the aged confidence interval of the rating curve corresponding to gauging $i-1$? If the uncertainty

model is correct, 70% of gaugings should be included in this interval. This calibration protocol is performed for each chronological homogeneous sample detected by Hubert segmentation (Section 3.1).

6.1. Statistical calibration for the Ubaye river at Rocherousse hydrometric station

Different ranges of discharge are determined (Low, Moderately Low, Moderately High and High) in such a way as to have approximately the same number of gaugings within each range. For the whole range of discharges of the Ubaye at Rocherousse station, the calibration score is 72% with gauging uncertainties (Fig. 13 and Table 1), which is a good score indicating that the confidence intervals are well calibrated. Considering the different ranges of discharge (Table 1), the higher ranges have the lowest and highest scores (61.76% and 79.71%). This signifies that an effort must be made to gauge during high flows and adjust the tracing of the rating curves for high flow extrapolations. This also raises the question as to whether the selected hydraulic analogues used to determine the rating curves correctly represent the whole observed range of discharges. Such a protocol can be used to identify the ranges of discharge for which an effort must be made to improve the accuracy of the results. It can also help answer the question "When and in what range of discharges should the hydrometric team carry out gauging?".

6.2. Statistical calibration for 25 stations of the EDF-DTG network

The model calibration previously defined was performed for 25 hydrometric stations of the EDF-DTG network (Fig. 14), representing 51 homogeneous samples of gaugings (each column of points represents one homogeneous sample of gaugings detected by Hubert segmentation (Section 3.1) for a considered hydrometric station). The red numbers are the number of gaugings contained in each discharge range. Globally, the model is well calibrated (between 60% and 80%), especially for homogeneous samples containing a high number of gaugings. Considering the different discharge ranges, the lower and higher ones show the poorest calibrations (lower than 60% or higher than 80%). This is not surprising since it is well known that rating curves must be improved for low and high flows. Once again, this demonstrates that an effort

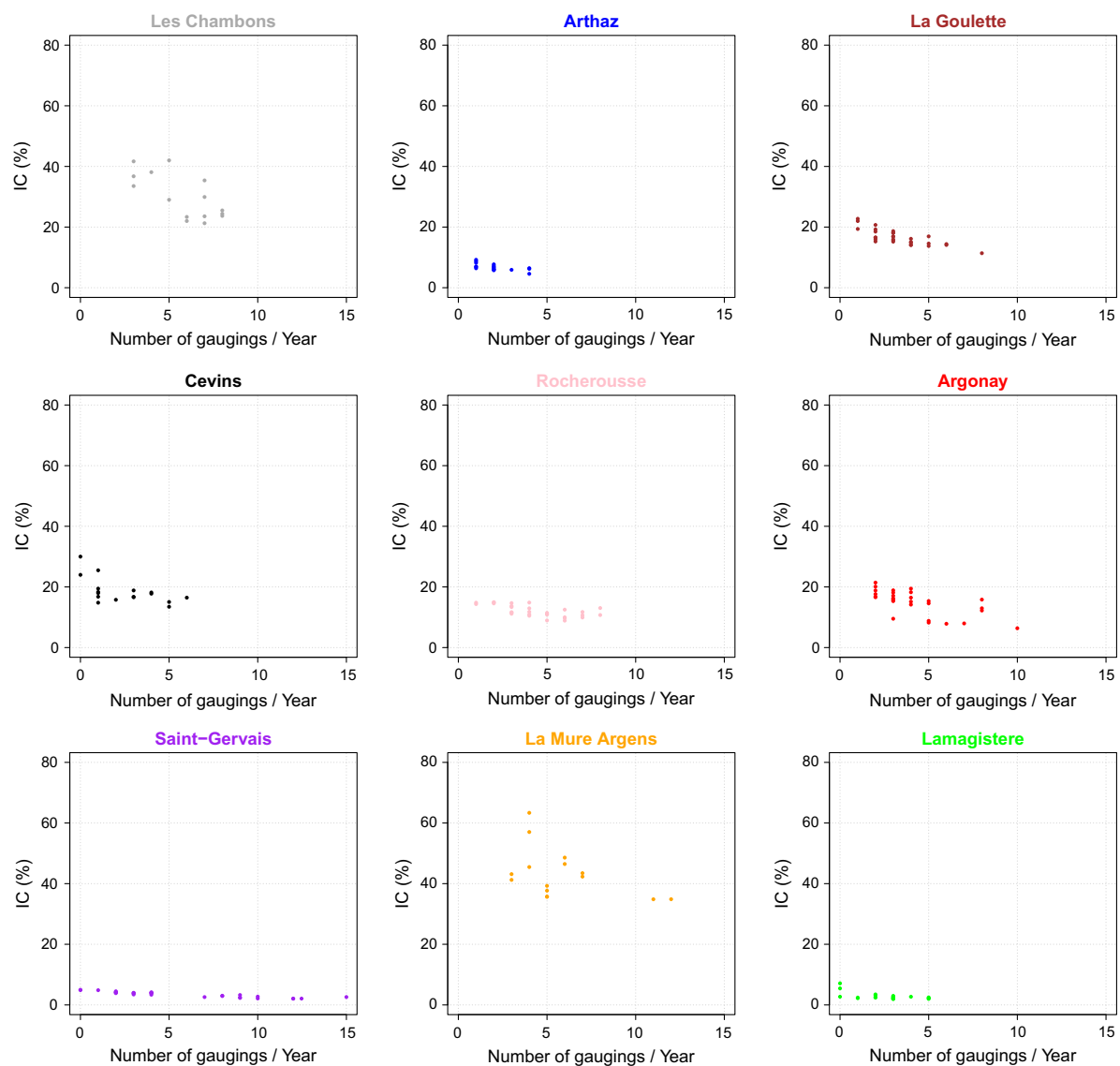


Fig. 12. Improved real time operational management of hydrometric stations by answering the question “How many gaugings a year are required to produce streamflow data with an average uncertainty of X%?”

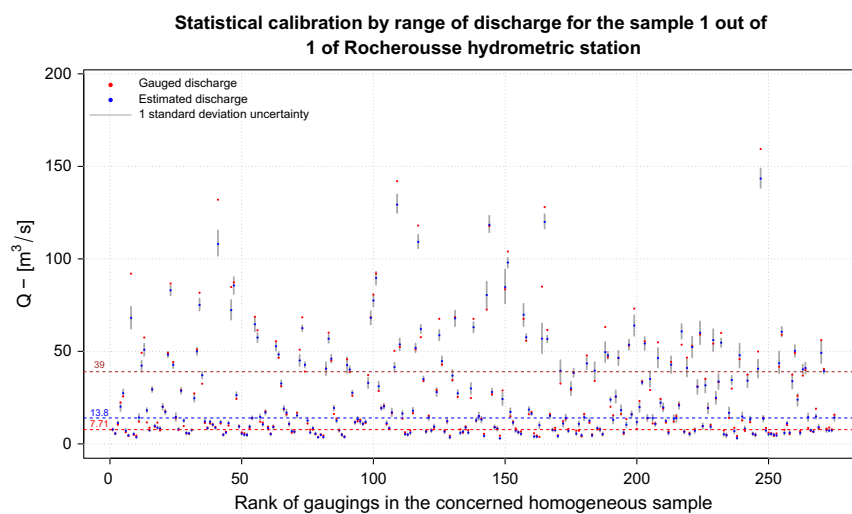
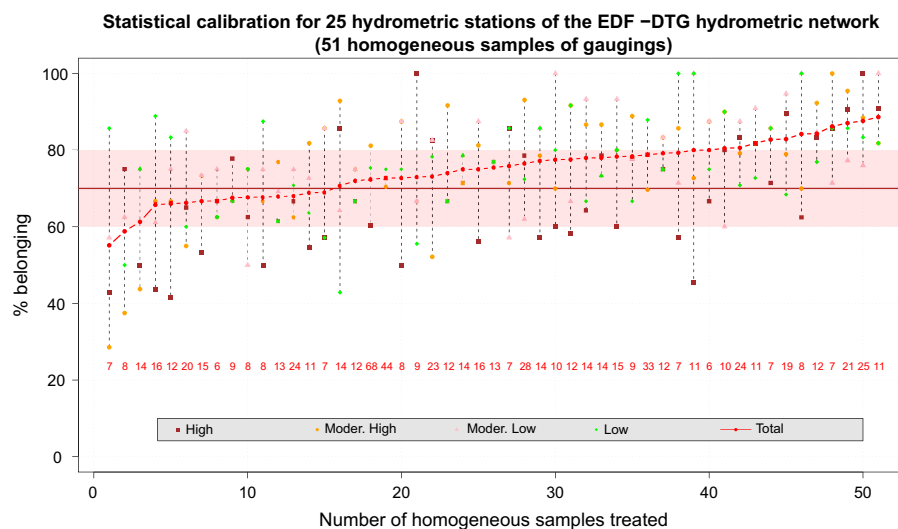


Fig. 13. Statistical calibration performed for sample 1 of the Ubaye at Rocherousse station and for different ranges of discharge containing approximately the same number of gaugings ($Q \leq 7.71$, $Q > 7.71$ and $Q \leq 13.8$, $Q > 13.8$ and $Q \leq 39$, and $Q > 39$).

Table 1

Results of the statistical calibration by ranges of discharge for the Ubaye at Rocherousse hydrometric station.

Range of discharge	Range of discharge (m ³ /s)	Number of gaugings	% Belonging without ϵ gauging	% Belonging with ϵ gauging
Low	$Q \leq 7.71$	69	69.57	73.91
Moderately Low	$Q > 7.71$ and $Q \leq 13.8$	69	65.22	72.46
Moderately High	$Q > 13.8$ and $Q \leq 39$	69	65.22	79.71
High	$Q > 39$	68	45.59	61.76
Total	Total	275	61.45	72

**Fig. 14.** Statistical calibration performed for different ranges of discharge for 25 hydrometric stations of the EDF-DTG network, which represents 51 homogeneous samples of gaugings. Red numbers are the number of gaugings of each determined range of discharge. (For interpretation of the references to colour in this figure legend, the reader is referred to the web version of this article.)

must be made to improve the accuracy of extrapolated parts of the rating curves.

7. Conclusion

The proposed methodology provides a new way of managing rating curves for hydrometric stations and includes calculation of the associated uncertainties. It introduces the concept of dynamic rating curve assessment by computing a new rating curve for each gauging. Such an approach takes into account the variability of flow conditions and eliminates the question of when rating curves must be modified since the rating curves are updated for each new gauging. The method has been successfully tested by simulations on a certain number of stations. It more fully takes into account the historical gaugings of a hydrometric station to better model the variability of the flow conditions. It also provides indicators that can improve the operational management of hydrometric stations. In this way, the proposed method can answer important questions in the field of hydrometry such as “How many gaugings a year are required to produce streamflow data with an average uncertainty of X%?” and “When and in what discharge range must these gaugings be carried out?”.

The method presented in this study still requires some work, in particular on the division of gaugings into homogeneous samples by testing others hypotheses and others segmentation procedures. Further work is also required on the justification of the convergence point hypothesis with hydraulic approaches, improvement of hydraulic analogue selection and objectification of gauging uncertainties. Despite these areas for improvement, the present proposed dynamic rating curve assessment is today capable of homogeneously regenerating streamflow data with associated

uncertainties taking into account the uncertainties in the measurement of the water levels, the quality of fit of the curve, the uncertainty of gaugings and the aging of the rating curves provided by an improved variographic analysis. It also provides indicators that can be used to improve the operating strategies of a hydrometric stations network depending on the issue identified. By reconsidering the past of a hydrometric station, such an approach can produce long reference discharge series together with uncertainties that will benefit hydrological studies and the design of structures. Streamflow data together with uncertainties can be used to improve and calibrate any study that requires such data. In addition, the most recently computed rating curve can be used to improve the operational management of hydrometric stations in real time.

References

- Blazkova, S., Beven, K., 2009. A limits of acceptability approach to model evaluation and uncertainty estimation in flood frequency estimation by continuous simulation: Skalka catchment, Czech Republic. *Water Resour. Res.* 45, W00B16.
- Clarke, R.T., 1999. Uncertainty in the estimation of mean annual flood due to rating-curve indefiniteness. *J. Hydrol.* 222 (1–4), 185–190.
- Cressie, N., 1993. *Statistics for Spatial Data*. Wiley Series in Probability and Statistics. John Wiley & Sons, Hoboken, 887 p.
- Di Baldassarre, G., Claps, P., 2011. A hydraulic study on the applicability of flood rating curves. *Hydrol. Res.* 42, 10–19.
- Di Baldassarre, G., Montanari, A., 2009. Uncertainty in river discharge observations: a quantitative analysis. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 13, 913–921.
- Domenech, A., Castellarin, A., Brath, A., 2012. Assessing rating-curve uncertainty and its effects on hydraulic model calibration. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 16, 1191–1202.
- Guerrero, J.-L., Westerberg, I.K., Halldin, S., Xu, C.-Y., Lundin, L.-C., 2012. Temporal variability in stage–discharge relationships. *J. Hydrol.*, 90–102.
- Hersch, R., 2002. The uncertainty in a current meter measurement. *Flow Measur. Instrum.* 13 (5–6), 281–284.
- Hersch, R.W., 2009. *Streamflow Measurement*, 3rd Edition. Taylor & Francis, New York, 887 p.

- Hubert, P., Carbonnel, J., Chaouche, A., 1989. Segmentation des séries hydrométéorologiques. Application à des séries de précipitations et de débits de l'Afrique de l'Ouest. *J. Hydrol.* 110 (3–4), 349–367.
- ISO, 1998. Measurements of liquid flow in open channels. Part 2: Determination of the stage–discharge relationship. Tech. Rep., International Organization for Standardization, Geneva.
- Jalbert, J., Mathevet, T., Favre, A.-C., 2011. Temporal uncertainty estimation of discharges from rating curves using a variographic analysis. *J. Hydrol.* 397 (1–2), 83–92.
- Le Coz, J., 2012. A literature review of methods for estimating the uncertainty associated with stage–discharge relations. Tech. Rep., WMO Initiative on Assessment of the Performance of Flow Measurement Instruments and Techniques.
- Le Coz, J., Camenen, B., Peyrard, X., Dramais, G., 2012. Uncertainty in open-channel discharges measured with the velocity-area method. *Flow Measure. Instrum.* 26, 18–29.
- Masson, J., Ghio, M., Lallement, C., Parsy, C., Philippe, J., 1987. Débitmétrique: précision des stations de jaugeage. *La Houille Blanche*, 333–338.
- McMillan, H., Freer, J., Pappenberger, F., Krueger, T., Clark, M., 2010. Impacts of uncertain river flow data on rainfall–runoff model calibration and discharge predictions. *Hydrol. Process.* 24 (10), 1270–1284.
- Moyeed, R.A., Clarke, R.T., 2005. The use of Bayesian methods for fitting rating curves, with case studies. *Adv. Water Resour.* 28 (8), 807–818.
- Pappenberger, F., Matgen, P., Beven, K., Henry, J.-B., Pfister, L., De Fraipont, P., 2006. Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Adv. Water Resour.* 29, 1430–1449.
- Perret, C., Hauet, A., Parrel, D., Sayset, G., Schnegg, P., Vignon, P., 2012. Le réseau d'observation hydroclimatologique de montagne d'EDF – Etat des lieux. Mesures de débit par dilution d'un traceur fluorescent. *La Houille Blanche* 3, 18–25.
- Petersen-Øverleir, A., Reitan, T., 2005. Objective segmentation in compound rating curves. *J. Hydrol.* 311 (1–4), 188–201.
- Petersen-Øverleir, A., Reitan, T., 2009. Accounting for rating curve imprecision in flood frequency analysis using likelihood-based methods. *J. Hydrol.* 366 (1–4), 89–100.
- Rantz, S., 1982. Measurement and computation of streamflow. Tech. Rep., U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2175, vol. 2.
- Reitan, T., Petersen-Øverleir, A., 2011. Dynamic rating curve assessment in unstable rivers using Ornstein-Uhlenbeck processes. *Water Resour. Res.* 47, W02524.
- Schmidt, A., 2002. Analysis of stage–discharge relations for open-channel flows and their associated uncertainties. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign.

Annexe F : *Proceedings* River Flow 2014, Lausanne

T. Morlot, C. Perret et A-C. Favre : Decomposition of a cloud of gaugings into hydraulically homogeneous families for the tracing of the rating curves by using existing segmentation procedures. *Proceedings* RiverFlow 2014, Lausanne, 2014.

Decomposition of a cloud of gaugings into hydraulically homogeneous families for the tracing of the rating curves by using existing segmentation procedures

T. Morlot & C. Perret

*Électricité de France, Division Technique Générale (EDF-DTG)
21 Avenue de l'Europe, BP 41, 38040 Grenoble Cedex 9*

A.-C. Favre

*Université de Grenoble Alpes (UGA), Institut National Polytechnique de Grenoble (GINP)
École Nationale Supérieure de l'Énergie, l'Eau et l'Environnement (ENSE3)
Laboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE), BP 53, 38041 Grenoble Cedex 9*

ABSTRACT: A rating curve is an indirect method of estimating the discharge in rivers based on water level measurements. Continuous measurements of water levels are transformed to discharge thanks to the rating curve. A rating curve is traced for given hydraulics conditions and may vary over time as a result of natural processes such as erosion, sedimentation and seasonal vegetation growth which occur and change the river bed morphology. This implies that sometimes the rating curve is no longer sufficient and adequate to describe the real shape of the stage-discharge relationship. Direct discharge measurements (gaugings) are needed to build the stage-discharge relationship. The computed rating curve is the one that fits the best a serie of gaugings supposed to illustrate the existing hydraulic conditions at its time of establishment. As soon as a new gauging is made, the establishment of a new rating curve has to be performed if the gauging is quite far from the existing rating-curve (if a rating curve shift is detected). Most of the time, many gaugings are available in a hydrometric station, and the selection of the ones that were made in the same hydraulic conditions must be determined to build the new rating curve the most representative of the real hydraulic conditions at this time. In most unstable hydrometric stations where the river bed morphology varies often over time because of natural processes such as erosion and sedimentation, a new gauging is most of the time synonym of a new rating curve. Very often, the choice of the consistent gaugings to compute the most accurate rating-curve may become really tricky. Knowing the historical facts of a hydrometric station, and more precisely all the gaugings, this article proposes a methodology to devide the whole cloud of gaugings into chronological hydraulically homogeneous families by applying existing time series segmentations (Hubert et al. (1989), Kehagias and Fortin (2006)). Big events such as flood or landslides may be responsible for non negligible rating curve shifts. The aim of this study is to set a methodology proving that existing time series segmentation may be applied in the field of hydrometry to detect brutal hydraulic changes. Since streamflow data collected thanks to rating curves allow real time monitoring of rivers (hydro meteorological forecasts at points of interests), as well as hydrological studies and the sizing of structures, such a study will permit to ensure their quality.

1 INTRODUCTION

A time series segmentation consists in deviding a time series into two or more segments (blocks of contiguous data) such that each segment is homogeneous, but contiguous segments are heterogeneous. Homogeneity and heterogeneity are described in terms of some appropriate statistics of the segments. The term change point detection is also used to describe the problem.

The time series segmentation problem has been studied in the hydrological literature but most of them aim at detecting the existence and estimating the location of a single change point (Pettitt (1979), Lombard (1987)).

Others various methods were published. A wide discussion of sequential segmentation methods is described in (Hipel and McLeod (1994)). As for non-sequential methods, some papers (Lee and Heghinian (1977), Cobb (1978), Buishand (1984)) can

be consulted. Other recent works (Hoppe and Kiely (1999), Kiely et al. (1998), Paturel et al. (1997), Servat (1997)) deserve to be cited as well in the same category.

The segmentation problem has also been developed from a Bayesian point of view (Perreault et al. (1999), Perreault et al. (2000a), Perreault et al. (2000b), Perreault et al. (2000c), Rao and Tirtotjondro (1996)) underlining the originality and the relevance of this point of interest. Many other examples exist, here is only presented a small sample of the literature. We underline that all of the above references deal with a single change point.

Nevertheless two segmentations procedures used in the present paper (Hubert et al. (1989), Kehagias and Fortin (2006)) develop an algorithm which can locate multiple change points in hydrological and environmental time series.

Examples of this problem arise in a wide range of fields, including engineering, computer science, biology and econometrics. The segmentation problem is also relevant to hydrology and environmental metrics. For instance, in climate change studies it is often desirable to test a time series (such as river flow, rainfall or temperature records) for one or more sudden changes of its mean value.

The aim of this paper is to adapt two existing segmentations procedures (Hubert et al. (1989), Kehagias and Fortin (2006)) to the field of hydrometry. The segmentation procedures are used to detect homogeneous clusters in a population of gauging of a known hydrometric station. All gaugings of a detected cluster are assumed to have been performed in the same hydraulic conditions.

Such segmentation procedures allow to identify chronological homogeneous samples of gaugings by detecting breaks in data corresponding to events that have affected the station such as floods or landslides for example. The detected breaks can be physically justified by consulting the history of the hydrometric station.

This paper takes the example of a French Massif Central hydrometric station named La Goulette. La Goulette is a French hydrometric station on the Altier river aiming at measuring the natural streamflow entering in the Villefort reservoir. It is located in the Chassezac catchment (103 km²) and to an altitude of 639m NGF. The hydraulic control of this hydrometric station performed thanks to an artificial thick sill is considered as unstable. Indeed, located in the Massif Central mountains this hydrometric station is thus impacted by fast or cyclical changes of the stage-discharge relationship.

First, a presentation of existing time series segmentation will be performed (Section 2) and their input variable in this study will be described (Section 3). Then, a description of mathematical test will be introduced (Section 4) before presenting an application and an objectivation of the results for La Goulette

French hydrometric station (Section 5 and Section 6). Finally, a discussion and a conclusion will follow (Section 7 and Section 8).

2 EXISTING TIME SERIES SEGMENTATION

2.1 *Hubert et al. (1989)*

In the Hubert segmentation procedure (Hubert et al. (1989)), the goodness of a segmentation is evaluated by the sum squared deviation of the data from the means of their respective segments. Given a time series, Hubert's procedure computes the minimal cost segmentation with $K = 2, 3, \dots$ change points. The procedure gradually increases K . For every value of K the best segmentation is computed. The procedure is terminated when differences in the means of the obtained segments are no longer statistically significant (as measured by Scheffe's contrast criterion).

2.2 *Kehagias and Fortin (2006)*

Inspired by Hubert's procedure, the goal of the Kehagias and Fortin segmentation procedure (Kehagias and Fortin (2006)) is to develop an algorithm which can locate multiple change points in hydrological and/or environmental time series with several hundred terms or more. To achieve this goal, some Hidden Markov Models (HMM) algorithms which have originally appeared in the speech recognition literature are adapted. A HMM of hydrological and/or environmental time series is introduced with change points and describe an approximate Expectation/Maximization (EM) algorithm which produces a converging sequence of segmentations. The algorithm also produces a sequence of estimates for the HMM parameters.

3 INPUT VARIABLE FOR THE SEGMENTATION

Classical hydrometric stations rely on an assumption of a bijective function between the water level and the discharge. This condition is clearly met when a hydraulic control exists. Physical characteristics of the channel which govern the link between stage and discharge represent the hydraulic control at a given cross section. In the field of hydrometry two kinds of hydraulic control can be distinguished: channel controls and section controls. Channel controls appear far from singularities where flow geometries are regular and the hydraulic control is governed by a law of Manning-Strickler. In this case the flow is mainly regulated by the slope and the roughness of the river bed. Section controls exist at natural or artificial singularities (sill, rocks, weir) where the flow becomes critical due to a water fall and the hydraulic control is governed by a threshold law. In this case the

flow is mainly regulated by the geometry and the surface state of a cross-section. In both cases the stage-discharge relationship can be hydraulically modeled by a power function (ISO (1998), Schmidt (2002), Rantz (1982)) defined in Eq. (1) as:

$$Q = a(H - H_0)^b, \quad (1)$$

where H_0 is a parameter modeling the cease-to-flow reference level, a and b are parameters, the exponent b taking typical theoretical values of $5/3$ (Manning-Strickler), $5/2$ (triangular weir) or $3/2$ (rectangular weir).

The least square method is generally used to estimate the three parameters a , b and H_0 . The first step to apply this method consists in linearizing Eq. (1) as $\log(Q) = \log(a) + b \log(H - H_0)$. Then different values are set for H_0 and the intercept $\log(a)$ and the slope b of the regression parameters are estimated for each of them. The minimization of the sum of squared residuals gives the final value of H_0 . The corresponding regression line directly gives estimates of the remaining two parameters b and $\log(a)$. Most rating curves can be modeled by a power law defined in Eq. (1).

3.1 Mean rating curve (MRC)

The whole sample of gaugings of a hydrometric station is called in this study “initial gauging cloud”. It represents by itself the whole range of observed possibilities for the stage-discharge relationship.

First a witness mean rating curve (MRC) of empirical Eq. (1) well known in hydrometry is traced by the least square method (Figure 1). MRC is the curve that fits the best the initial gauging cloud.

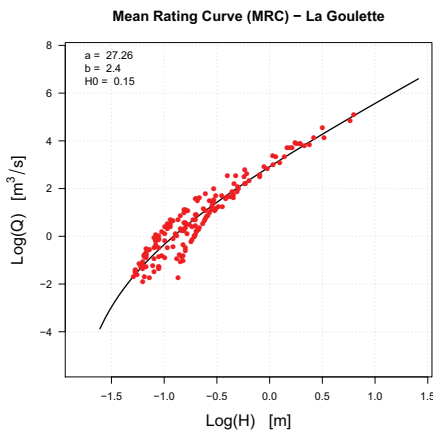


Figure 1: Initial gauging cloud and mean rating curve (MRC) to the French hydrometric station La Goulette.

3.2 Input variable α

The segmentation procedures will be performed on variable α [m] as defined in Eq. (2) representing the chronological difference between the water level of

gauging i and the water level of the corresponding mean rating curve.

$$\alpha = H_i - H_{MRC}(Q_i) \quad \text{for } i = 1, \dots, N, \quad (2)$$

where N denotes the number of gaugings of the initial gauging cloud, H_i is the water level of gauging i , and $H_{MRC}(Q_i)$ is the water level of MRC corresponding to Q_i , with Q_i the discharge of gauging i .

Variable α is the most representative one of hydraulic changes that can occur at a hydrometric station. α [m] allows to approach a physical process of the rivers bed morphology: the incision or the elevation. It characterizes a continuous digging or back-filling of the hydraulic control due to erosion or sedimentation processes for example.

4 CORRELATION COEFFICIENT TEST

4.1 Procedure

The expression of the correlation coefficient is given by:

$$r(X, Y) = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}} \quad (3)$$

Then if $X_i = \{\alpha_j\}_{j=i+1, \dots, L}$ and $Y_i = \{\alpha_j\}_{j=1, \dots, L-i}$ where α is the variable as defined in Eq. (2) and L is the length of vector α , the idea is to calculate $\beta_i = r(X_i, Y_i)$ for $i = 1, \dots, N_{max}$, where N_{max} is the maximal order of correlation. The N_{max} maximum value is $L - 3$ since there are two degrees of freedom in the equations (see Eq. (4), Eq. (5) and Eq. (6)).

4.2 Coefficient correlation test

The aim is to apply the coefficient correlation test on each term of vector β_i . The coefficient correlation test consists in determining either or not the correlation coefficient β_i is significantly different of 0.

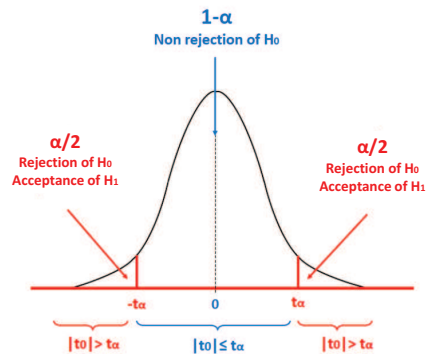


Figure 2: Coefficient correlation test and assumptions.

h0: $\beta_i = 0$, no linear connection between X_i and Y_i .
h1: $\beta_i \neq 0$, linear connection between X_i and Y_i .

Under the null hypothesis h0, the report of the estimator of the correlation coefficient r on its standard deviation σ_r follows a Students t -distribution with $n - 2$ degrees of freedom:

$$\frac{r}{\sigma_r} \rightarrow t_{(n-2)dof}, \quad (4)$$

where the estimator of the standard deviation of the correlation coefficient σ_r is given by:

$$\sigma_r = \sqrt{\frac{1 - r^2}{n - 2}} \quad (5)$$

The coefficient correlation test aims at calculating and comparing t_0 with a threshold value t_α on the Students t -distribution table with $n - 2$ degrees of freedom (Figure 2).

$$t_0 = \frac{r}{\sigma_r} = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} \quad (6)$$

5 APPLICATION TO THE FRENCH HYDROMETRIC STATION LA GOULETTE

5.1 Hubert segmentation

As regards the Hubert segmentation performed for the hydrometric station La Goulette (Figure 3) two breaks were detected. The first between the 6th of August 1980 and the 24th of September 1980, and the second between the 20th of April 1994 and the 29th of September 1994.

5.2 Kehagias & Fortin segmentation

As regards the Kehagias and Fortin segmentation performed for the hydrometric station La Goulette (Figure 4) three breaks were detected. The first between the 15th of December 1969 and the 12th of January 1970, the second between the 6th of August 1980 and the 24th of September 1980, the third between the 20th of April 1994 and the 29th of September 1994.

It is worth noting here that the Kehagias and Fortin segmentation found the same two last populations as the Hubert one. It just divided the first population of the Hubert segmentation by two.

At this step of the study, the operator needs to discover if there is an adequation between the results of the segmentation and the physical reality of the considered hydrometric station. Moreover, a way to objectify which of the detected segmentation is the best need to be figured out as well.

Table 1: Lifetime of the historical rating curves for La Goulette hydrometric station.

Num	Name	From	to
1	1965A2	1965-10-16	1970-10-10
2	1970A2	1970-10-11	1971-01-31
3	1971A4	1971-02-01	1980-09-20
4	1980A1	1980-09-21	1985-07-16
5	1985A2	1985-07-17	1994-09-23
6	1994A2	1994-09-24	1999-12-31
7	2000A1	2000-01-01	2002-11-24
8	2002A2	2002-11-25	2010-12-23
9	2010A2	2010-12-24	Today

6 OBJECTIVATION OF THE SEGMENTATION

By having a look at the history of the La Goulette hydrometric station, two main events need to be pointed out:

- The flood of the 21st of September 1980 with a return period of 40 years.
- The flood of the 23rd of September 1994 with a return period of 4 years.

Those two main events listed in the history of the station were responsible for degradations of the section control (a sill).

With α as defined in Eq. (2), there is a filling of the hydraulic control if vector α shows a positive trend, and a digging when this trend is negative.

In the following chapters, physicals and mathematical explanations will be explained to objectivate the precisions of the detected segmentations.

6.1 Hydraulics and physics explanations

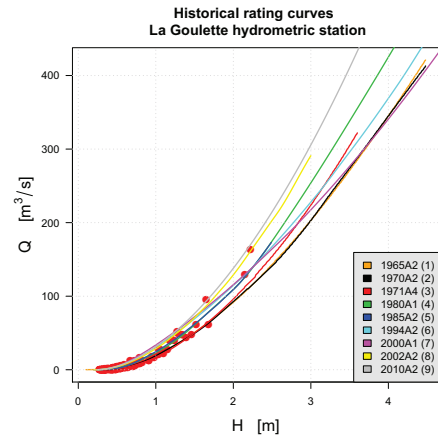


Figure 5: Historical rating curves for the French hydrometric station La Goulette.

To check if the segmentation result is correct, a physical explanation is required. This explanation will help in knowing which of the segmentation procedure used is the most accurate and representative of the hydraulic of the hydrometric station considered.

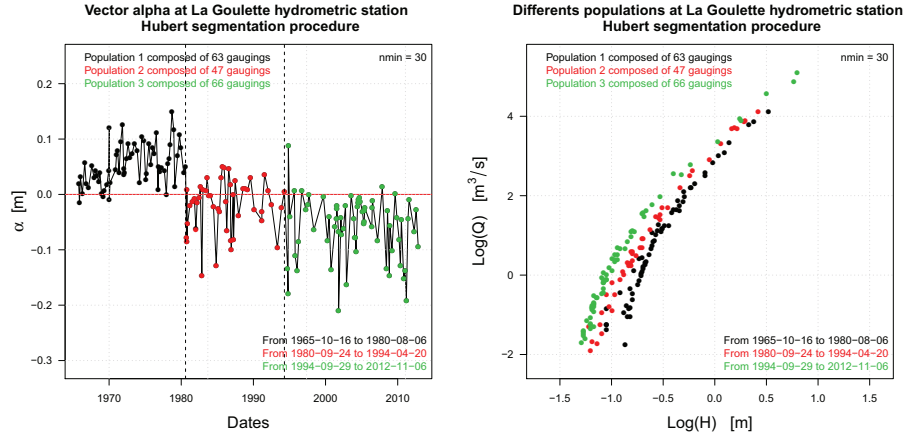


Figure 3: Hubert segmentation procedure performed for the French hydrometric station La Goulette.

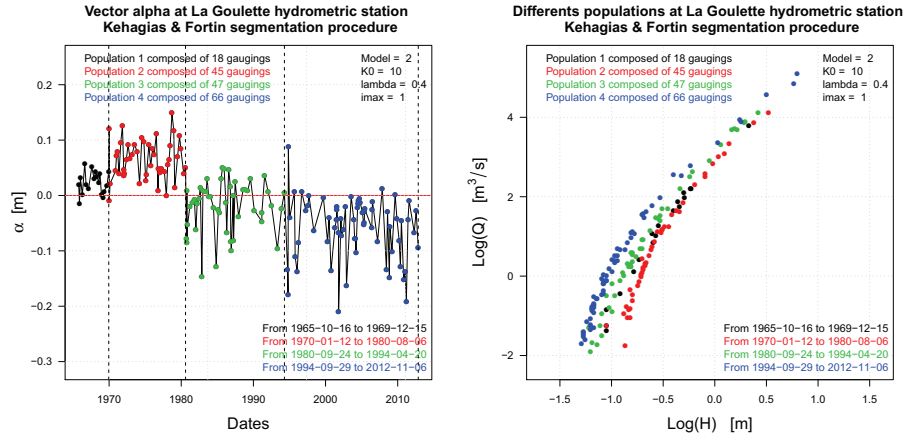


Figure 4: Kehagias and Fortin segmentation procedure performed for the French hydrometric station La Goulette.

Let's introduce the γ vector notion. Each gauging of the initial gauging cloud is compared to the mean rating curve (MRC) as defined in Section 3 by computing the relative difference γ in [%] of the flow defined in Eq. (7) as:

$$\gamma = \frac{Q_i - Q_{MRC}(H_i)}{Q_{MRC}(H_i)} \quad \text{for } i = 1, \dots, N, \quad (7)$$

where N denotes the number of gaugings of the initial gauging cloud, Q_i is the discharge corresponding to gauging i and $Q_{MRC}(H_i)$ is the discharge of MRC corresponding to H_i where H_i denotes the level of gauging i .

The relative difference γ [%] can be considered as an indicator of the sensitivity and of the stability of the stage-discharge relationship. Often high variations of vector γ (Figure 6 (bottom)) justify a modification of the existing rating curve.

By having a look in the report retracing the historic of La Goulette hydrometric station, it is underlined that the first flood (the 21st of September 1980) took away the upper left half of the sill, and that the second one (the 23rd of September 1994) weakened the sill that kept degrading more and more, and that in

half right bank, the surface rail and the concrete were ripped.

Those facts correspond to typical reasons responsible for rating curve shifts and those two dates, where the operators noticed the events on the fields and took advantage of their travel to make a discharge measurement, are exactly the bounds of the Hubert and Kehagias and Fortin segmentations result. Figure 6 (top) shows the results of the segmentation procedures: both floods listed in the history of the La Goulette hydrometric station and responsible for degradations of the sill were detected by both tested segmentation procedures.

It is worth noting here that the 23rd of September 1994 flood event was the cause of the weakening of the sill and of its progressive degradation and that historical rating curves appraised by hydrometers may be a precious tool to justify a rating curve shift.

Indeed, by checking more precisely other historical rating curves (Figure 5, Table 1 and Figure 6 (bottom)), some historical facts need to be underlined. First, rating curves 4 (1980A1) and 6 (1994A2) were plotted after the two main floods previously listed which physically justify the results of the segmentation. As regards rating curves 2 (1970A2) and 3

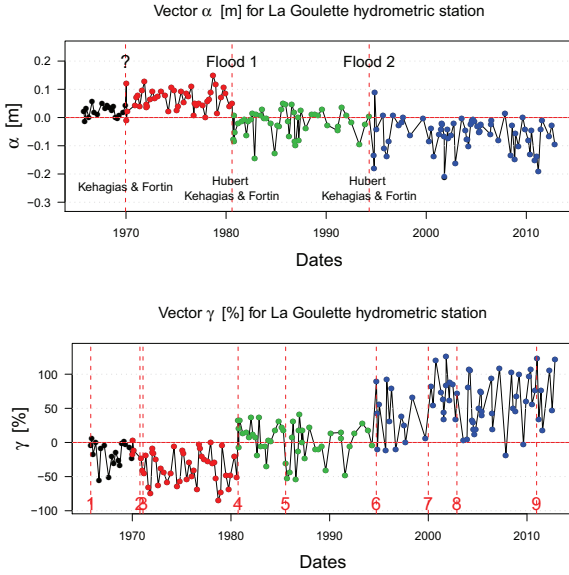


Figure 6: Hydraulics and physics explanations to objectivate the results of the segmentation procedures performed for the French hydrometric station La Goulette.

(1971A4), they are high flow precisions of rating curve 1 (1965A2), the first rating curve plotted after a sufficient number of gaugings performed on the station. Rating curve 5 (1985A2) is a precision of rating curve 4 (1980A1) due to witness gaugings performed after its date of validity. As regards rating curves 7 (2000A1), 8 (2002A2) and 9 (2010A2), they represent precisions of rating curve 6 (1994A2) due to high gaugings that precised the tracing of rating curve 6 (1994A2) for high flow (Figure 5).

It important to precise that obviously each hydrometric station has its own historical characteristics, and when it is not a sill degradation that explains a segmentation, sometimes the hydrology (peak discharge) does. All is explained, and a segmentation that looks strange at first sight could reveal information that were missed at the site.

At this step of the study, both segmentation procedure revealed listed historical events that affected the La Goulette hydrometric station. The hydrology (floods) and the hydraulic (historical rating curves) of La Goulette hydrometric station strengthened the results of the segmentation. There is only one thing left that needs to be justified: the first break (between the 15th of December 1969 and the 12th of January 1970) detected by the Kehagias and Fortin segmentation.

6.2 Mathematical confirmation

The Mann-Kendall test (Mann (1945), Kendall (1975)) is appropriate to detect positive or negative trends. Besides, the correlation coefficient test as described in Section 4 is an appropriate way to determine if gaugings belong to the same cycle or not.

Measurements are not hydraulically homogeneous when they belong to a same natural process, that is to say to a continuous digging or backfilling of the hydraulic control. Figure 7 shows a global negative

trend of order of correlation 46 which correspond to a continuous degradation of the sill. In this case, and by following this trend, each new gauging is synonym of a new rating curve since it took away even more the previous hydraulic situation and each gauging is hydraulically homogeneous only with itself. The high order of correlation 46 signifies measurements belong to a continuous change of the hydraulic control.

Thus, the idea here is to reduce the order of correlation to 1 while deleting the negative or positive trend. The goal is to break the correlation by deviding the total initial gauging cloud into several homogeneous populations with no trends and of order of correlation close to 1. In this way, populations would be hydraulically homogeneous since it would signify all gaugings of a same population would have been performed in the same hydraulic conditions, that is to say with no positive or negative trend.

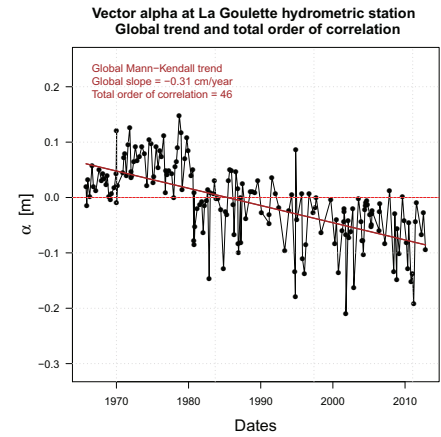


Figure 7: Global Mann-Kendall trend and total order of correlation for the French hydrometric station La Goulette.

First, the coefficient correlation test as described in Section 4 and the Mann-Kendall test are performed on the global population (Figure 7). Afterwards, both tests are performed on each population detected with the Hubert and the Kehagias and Fortin (Figure 8) segmentation procedures to calculate their orders of correlation and to detect an eventual trend. Results are recapitulated in Table 2 and Table 3.

Table 2: Summary of the Hubert segmentation procedure performed for La Goulette hydrometric station.

Population	Mann-Kendall trend	Correlation
Total	Yes	46
Population 1	Yes	2
Population 2	No	1
Population 3	No	1

The coefficient correlation test is performed on vectors ϵ_j [m] as defined in Eq. (8), representing the chronological difference between the water level of gaugings i belonging to the homogeneous population j and the water level of the mean rating curve MRC .

$$\epsilon_j = H_{i,j} - H_{MRC}(Q_{i,j}) \quad \text{for} \begin{cases} i = 1, \dots, N_j \\ j = 1, \dots, \Sigma \end{cases}, \quad (8)$$

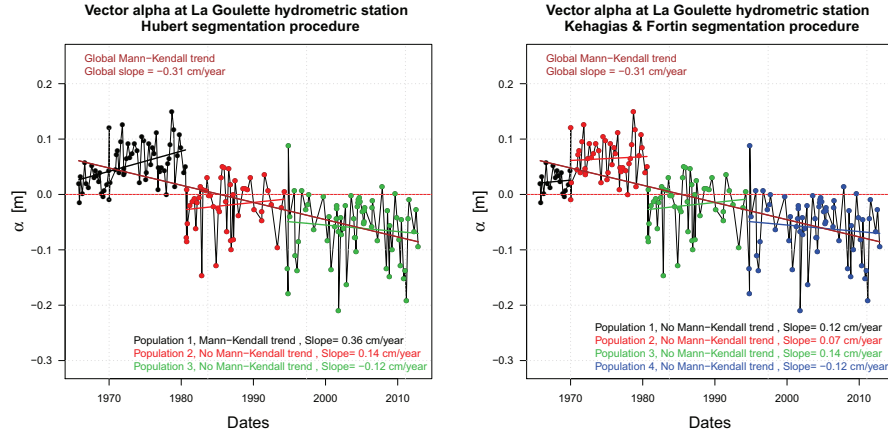


Figure 8: Mann-Kendall trends for the homogeneous populations detected with the Hubert segmentation (left) and by the Kehagias and Fortin segmentation (right).

Table 3: Summary of the Kehagias and Fortin segmentation procedure performed for La Goulette hydrometric station.

Population	Mann-Kendall trend	Correlation
Total	Yes	46
Population 1	No	1
Population 2	No	1
Population 3	No	1
Population 4	No	1

where N_j denotes the number of gaugings belonging to the detected homogeneous population j , Σ is the total number of homogeneous populations detected, $H_{i,j}$ is the water level of gauging (i, j) , and $H_{MRC}(Q_{i,j})$ is the water level of MRC corresponding to $Q_{i,j}$, with $Q_{i,j}$ the discharge of gauging (i, j) .

Then the correlation coefficient as defined in Eq. (3) is computed for $X_i = \{\epsilon_{j,k}\}_{k=i+1,\dots,L}$ and $Y_i = \{\epsilon_{j,k}\}_{k=1,\dots,L-i}$ where ϵ_j is the variable as defined in Eq. (8) and L is the length of vector ϵ_j . The principle is to calculate $\beta_i = r(X_i, Y_i)$ for $i = 1, \dots, N_{max}$, where N_{max} is the maximal order of correlation. The N_{max} maximum value is $L - 3$ since there are two degrees of freedom in the equations (see Eq. (4), Eq. (5) and Eq. (6)).

Results are referenced in Table 2, Table 3 and Figure 8. It is underlined that the mathematical experiment approved the two last populations detected by the Hubert segmentation procedure, but not the first one. Indeed, population 1 still presents a Mann-Kendall trend and an order of correlation of 2. As regards the Kehagias and Fortin segmentation, the mathematical experiment approved all of them: no Mann-Kendall trends, and an order of correlation always reduced to 1, that is why this last one is the most likely to be chosen by the operator.

7 DISCUSSION

Both segmentations (Hubert et al. (1989), Kehagias and Fortin (2006)) were used to divide a whole cloud

of gaugings into several homogeneous families. Both segmentations demand the adjustment of parameters. The first (Hubert et al. (1989)) requires a minimum number $nmin$ of gaugings for each family as input data, whereas the four different models as defined in the second (Kehagias and Fortin (2006)) requires the initial number of segments $K^{(0)}$, the “estimates” of the standard deviations λ and the maximum number of iteration i_{max} . It is worth noting here that four models are described in (Kehagias and Fortin (2006)). A sensitivity analysis were performed with the parameters of the four models: model 1 has a tendency to overestimate the number of populations while model 4 has a tendency to underestimate it. As regards model 2 and 3, they seem to find a good balance between the four models. It is model 2 that were used in this study. Nevertheless, the operator is free to test different models with different parameters and choose the best one, that is to say the one that reflects the best the historical past of the considered hydrometric station.

In which concerns the rapidity of execution, the Hubert segmentation is slower than the Kehagias and Fortin one. Even if the time of calculation of the Hubert segmentation is very reasonable (of the order of the minute), the Kehagias and Fortin one is most of time instantaneous and always of the order of the second, whatever is the model and its parameters.

Figure 6 (top) shows the results of both segmentation procedures. In all, three breaks were detected in the data, two by the Hubert segmentation, and three by the Kehagias and Fortin segmentation. The hydraulics and physics explanations as defined in Section 6.1 were enough to explain the two last breaks detected, corresponding to two major floods that affected the hydraulic control of the la Goulette Hydrometric station, but were unable to objectify the first break detected by the Kehagias and Fortin segmentation.

As regards the mathematical explanations defined in Section 6.2, they underlined that this first break was not incoherent with reality. By deleting the Mann-

Kendall trend and reducing the order of correlation of this population to 1 (Table 3), it permitted to justify the existence of this population and to underline that a physical event were probably missed at this time on the hydrometric station itself.

Taking the example of a French hydrometric station La Goulette, both segmentations give consistent results of segmentations. By looking at the historical past of the station, most of time a physical explanation of the segmentation can be brought, and taking into consideration the fact that information may have been missed or forgotten, it is often very appreciable to have different kinds of segmentation so as to choose the most accurate one. It even permits to realize that another segmentation different of the most obvious one could be used very correctly. It makes the operator realize that he probably missed an event, however small it was, and it permits to take it into consideration so as to improve the precision of the rating curves and his own knowledge of the hydrometric station.

Such a segmentation procedure can even bring information by finding breaks which are not documented and not always visible at first sight on plots. Once homogeneous samples of gaugings are identified and validated, each of them is considered and studied separately. It permits to select hydraulically homogeneous gaugings in the tracing of the rating curves to come so as to remain consistent with the physic and the hydraulic of the considered hydrometric station. Afterwards, it will precise the tracing of the rating curves which means the precision of streamflow data used by example in hydrological and sizing of structures studies.

8 CONCLUSION

This study defined a protocol which looks accurate to detect breaks due to events like floods that affected a hydrometric station. The defined protocol aims at dividing a whole cloud of gaugings into hydraulically homogeneous families to bring an help in the tracing of the rating curves. By using the chronological difference α [m] in water height between all the gaugings of the initial gauging cloud and its mean rating curve *MRC* (Figure 1) as input data, both segmentations (Hubert et al. (1989), Kehagias and Fortin (2006)) seem to be relevant in the field of hydrometry in order to detect homogeneous families of gaugings.

Depending on the parameters chosen, both segmentations give consistent results and in adequation with reality, that is to say with the historical past and with physics and hydraulics characteristics of the considered hydrometric station itself. Even if most of the time several different segmentations are found, most of them are consistent with reality, and the choice of the most accurate final one belongs to the operator. Sometimes, a segmentation different of the most obvious one can even bring information that were missed

in the past, and then improve the knowledge of the hydrometric station itself.

By rethinking the past and the historical of a hydrometric station, such a study could permit to precise long series of reference so as to improve every study requiring them. By reiterating all the presented work at each new gauging, such a study could even help the real time monitoring of rivers.

REFERENCES

- Buishand, T.A., 1984. Test for detecting a shift in the mean of hydrological time series, *J. Hydrol.*, 75, 51–69.
- Cobb, G.W., 1978. The problem of the Nile: Conditional solution to a changepoint problem, *Biometrika*, 65, 243–252.
- Hubert, P., Carbonnel, J.P., and Chaouche, A., 1989. Segmentation des séries hydrométéorologiques. Application à des séries de précipitations et de débits de l'Afrique de l'Ouest, *J. Hydrol.*, 110, 349–367.
- Hipel, A.I., and McLeod, K.W., 1994. *Time Series Modelling of Water Resources and Environmental*, Elsevier.
- Hoppe, H. and Kiely, G., 1999. Precipitation of Ireland - Observed changes since 1940, *Phys. Chem. Earth (B)*, 24, 91–96.
- ISO, 1998. *Measurements of Liquid Flow in Open Channels. Part 2: Determination of the Stage-discharge Relation*. International Organization for Standardization, Geneva.
- Kehagias, A. and Fortin, V., 2006. Time series segmentation with shifting means hidden markov models. *Nonlin. Processes Geophys.*, 13, 339–352, doi:10.5194/npg-13-339-2006.
- Kendall, M.G., 1975. Rank correlation method, 202p., Griffin, London.
- Kiely, G., Albertson, J.D., and Parlange, M.B., 1998. Recent trends in diurnal variation of precipitation at Valentia on the west coast of Ireland, *J. Hydrol.*, 207, 270–279.
- Lee, A.S.F., and Heghinian, S.S., 1977. A shift of the mean level in a sequence of independent normal random variables - a Bayesian approach, *Technometrics*, 19, 503–506.
- Lombard, F., 1987. Rank tests for change-point problems. *Biometrika*, 74, 615–624.
- Mann, H.B., 1945. Nonparametric tests against trend. *Econometrica*, 13, 245–259.
- Paturel, J.E., Servat, E., Kouame, B., Lubes, H., Ouedraogo, M., and Masson, J.M., 1997. Climatic variability in humid Africa along the Gulf of Guinea part II: An integrated regional approach, *J. Hydrol.*, 191, 16–36.
- Perreault, L., Hache, M., Slivitzky, M., and Bobee, B., 1999. Detection of changes in precipitation and runoff over eastern Canada and U.S. using a Bayesian approach, *Stoch. Env. Res. and Risk Ass.*, 13, 201–216.
- Perreault, L., Parent, E., Bernier, J., Bobee, B., and Slivitzky, M., 2000. Retrospective multivariate Bayesian change-point analysis: a simultaneous single change in the mean of several hydrological sequences, *Stoch. Env. Res. and Risk Ass.*, 14, 243–261.
- Perreault, L., Bernier, J., Bobee, B., and Parent, E., 2000. Bayesian change-point analysis in hydrometeorological time series. Part1, The normal model revisited, *J. Hydrol.*, 235, 221–241.
- Perreault, L., Bernier, J., Bobee, B., and Parent, E., 2000. Bayesian change-point analysis in hydrometeorological time series. Part2, Comparison of change-point models and forecasting, *J. Hydrol.*, 235, 243–263.
- Pettitt, A.N., 1979. A non-parametric approach to the change-point problem. *Appl. Statist.*, 28(2), 126–135.
- Rantz, S.E., 1982. *Measurement and Computation of Streamflow. Vol. 2, Computation of Discharge*, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2175.

- Rao, A.R., and Tirtotjondro, W., 1996. Investigation of changes in characteristics of hydrological time series by Bayesian methods, *Stoch. Hydrol. and Hydraulics.*, 10, 295–317.
- Servat, E., Paturel, J. E., Lubes, H., Kouame, B., Ouedraogo, M., and Masson, J.M., 1997. Climatic variability in humid Africa along the Gulf of Guinea. Part I: detailed analysis of the phenomenon in Cote d'Ivoire, *J. Hydrol.*, 191, 1–15.
- Schmidt, A.R., 2002. Analysis of stage-discharge relations for open-channel flows and their associated uncertainties. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign, 329pp.

Annexe G : article La Houille Blanche

C. Perret, T. Morlot et A-C. Favre : La gestion dynamique des relations hauteur-débit des stations d'hydrométrie et le calcul des incertitudes associées : un indicateur de qualité et de suivi. La Houille Blanche, 6, 24-30, 2013.

La gestion dynamique des relations hauteur-débit des stations d'hydrométrie et le calcul des incertitudes associées : un indicateur de qualité et de suivi

Christian PERRET¹, Thomas MORLOT^{1,2}
Anne-Catherine FAVRE²

¹ EDF-DTG, 21 avenue de l'Europe, 38040 Grenoble Cedex 9 - e-mails: thomas.morlot@edf.fr; christian.perret@edf.fr

² LTHE, BP 53, 38041 Grenoble Cedex 9 - e-mail: Anne-Catherine.Favre-Pugin@ense3.grenoble-inp.fr

RÉSUMÉ. – Que ce soit pour des raisons de sûreté, de production d'énergie ou bien de réglementation, la gestion de l'eau est au centre des préoccupations d'EDF. Pour répondre à ces besoins, EDF-DTG exploite un réseau hydrométrique comportant plus de 350 stations. Les données de débits collectées permettent la surveillance en « temps réel » des cours d'eau ainsi que la réalisation d'études hydrologiques quantitatives ou de dimensionnement d'ouvrages. Assurer la qualité des données de débits est donc un enjeu de première importance.

Une courbe de tarage est une méthode d'estimation indirecte du débit des rivières basée sur la mesure de la hauteur d'eau. La valeur de débit produite est entachée d'une incertitude globale qui est elle-même liée incertitudes des étapes élémentaires du processus d'élaboration. Parmi elles, la signification des mesures de débit effectuées pour établir puis contrôler la relation hauteur débit évolue puisque les conditions d'écoulement ne sont pas stationnaires. On peut donc supposer que l'incertitude calculée sur les données produites « vieillit » et augmente en fonction du temps.

Aussi, pour améliorer la qualité et la fiabilité des données de débits, EDF explore une méthode originale de tracé « dynamique » des courbes de tarage. Chaque jaugeage donne lieu au tracé d'une nouvelle courbe de tarage et à un modèle d'incertitudes associées. En prenant mieux en compte la variabilité des conditions d'écoulement et la vie de la station, cette méthode répond à des questions récurrentes en hydrométrie comme : « Combien de jaugeages faut-il réaliser en une année pour produire des données de débit avec une incertitude moyenne de X % ? » et « Quand et dans quelle gamme de débit réaliser ces jaugeages ? ».

Mots-clés : station de jaugeage, mesure de débit, réseau hydrométrique, courbe de tarage

Dynamic rating curve assessment in hydrometric stations and calculation of the associated uncertainties: Quality and monitoring indicators

ABSTRACT. – Whether we talk about safety reasons, energy production or regulation, water resources management is one of EDF's main concerns. To meet these needs, since the fifties EDF-DTG operates a hydrometric network that includes more than 350 gauging stations. The data collected allows real time monitoring of rivers, as well as hydrological studies and the sizing of structures. Ensuring the quality of the stream flow data is a priority.

A rating curve is an indirect method of estimating the discharge in rivers based on water level measurements. The value of discharge obtained thanks to the rating curve is not entirely accurate due to constant changes of the river bed morphology, to the precision of the gaugings (direct and punctual discharge measurements) and to the quality of the tracing. And as time goes on, the uncertainty of the estimated discharge from the rating curve “gets older” and increases: therefore the final level of uncertainty remains particularly difficult to assess.

In order to get the most accurate stream flow data and to improve their reliability, EDF is exploring an original “dynamic” method to compute rating curves based on historical gaugings from a hydrometric station. A curve is computed for each new gauging and a model of uncertainty is adjusted for each of them. By taking into account the variability of the flow conditions and the life of the hydrometric station, this original dynamic method can answer important questions in the field of hydrometry such as “How many gauging a year have to be made so as to produce stream flow data with an average uncertainty of X?” and “When and in which range of water flow do we have to realize those gaugings?”.

Key-words: gauging station, hydrometric network, discharge measurement, rating curve

I. INTRODUCTION

En tant que concessionnaire ou propriétaire exploitant d'ouvrages de production d'électricité thermique et nucléaire, EDF est responsable de leur fonctionnement en état sûr et du respect des limites imposées par les textes réglementaires. Les fleuves et les rivières sont les vecteurs de transport

des ressources en eau qui constituent soit directement la source d'énergie principale dans le cas des ouvrages hydroélectriques, soit la source froide des machines thermodynamiques dans le cas des centrales thermiques. La connaissance des ressources en eau est donc au centre des préoccupations d'EDF et l'Entreprise reste soucieuse de leur bonne utilisation. C'est ainsi que pour répondre à ces

besoins, EDF-DTG a développé un réseau d'observations qui comprend à la fois les paramètres climatiques tels que la température de l'air et les précipitations mais aussi le débit des rivières. En 2013, EDF exploite un réseau comportant plus de 350 points d'observation des débits. Ces données collectées par des systèmes télétransmis permettent la surveillance en « temps réel » des cours d'eau ainsi que la réalisation d'études hydrologiques quantitatives ou de dimensionnement d'ouvrages qui nécessitent de disposer de séries patrimoniales de références. Assurer la qualité des données de débits est donc un enjeu de première importance.

On ne mesure pourtant pas en continu le débit d'un cours d'eau car les dispositifs à mettre en œuvre restent sans commune mesure avec ce qui est techniquement réalisable. Dans les cas les plus courants, c'est à partir de mesures en continu du niveau des rivières que l'on déduit le débit de ces dernières. Des mesures ponctuelles de débits appelées jaugeages permettent de caler un modèle hauteur-débit nommé « courbe de tarage » dans le jargon de l'hydrométrie. Ce sont les équipements installés à demeure sur les rivières pour la mesure des niveaux qui sont dénommés « station d'hydrométrie ». Force est de constater que l'ensemble de ce processus, mesure de niveau et courbe de tarage constitue une manière indirecte de détermination du débit dont le niveau d'incertitude mérite d'être décrit. A chacune des valeurs de débit produites peut être associée un intervalle de confiance qui tient compte des incertitudes de chacune des étapes du processus : mesure de hauteur d'eau, sensibilité de la section de mesure, précision des jaugeages, choix du modèle de tracé et variabilité du contrôle hydraulique.

La quantification des intervalles de confiance des données de débit est un objectif relativement nouveau pour les producteurs de données. En France, les premières tentatives datent d'une trentaine d'années [Masson et al, 1987] mais les applications réellement opérationnelles n'ont toujours pas été mises en service. Depuis quelques années cependant l'évolution sociétale et les exigences réglementaires qui en découlent tendent à montrer que la production d'une donnée de débit doit s'accompagner d'une incertitude associée. Tous les utilisateurs, modélisateurs, prévisionnistes et ingénieurs sont d'accord sur ce point. Pourtant, la maîtrise des incertitudes n'a pas pour unique intérêt de couvrir les besoins des seuls utilisateurs des données. Elle peut devenir aussi un levier pour adapter les moyens matériels et humains engagés sur un point de mesure, aux difficultés techniques inhérentes aux conditions d'écoulement et aux enjeux associés. Pour toutes ces raisons, EDF en tant qu'exploitant de réseaux de production de données hydrométriques et utilisateur direct de ces dernières à travers ses deux centres de prévisions et ses bureaux d'ingénierie a pris conscience de l'intérêt de s'engager sur la voie de la quantification des incertitudes.

La quantification des intervalles de confiance n'est cependant pas la seule difficulté et le seul enjeu de l'hydrométrie. La rapidité de variation de la relation hauteur-débit rend souvent difficile le suivi en temps réel du débit alors que les besoins de la surveillance temps réel des ouvrages imposent une bonne fiabilité des données en continu. Or, en ce qui concerne les stations les moins stables, celles situées en montagne ou impactées par les végétaux par exemple, la méthode historique pour produire la courbe de tarage qui repose sur une construction à partir d'un nombre suffisant de jaugeages chronologiquement contigus et bien répartis sur la plus grande gamme possible reste mal adaptée aux changements rapides ou cycliques de la relation hauteur-débit. L'état

de l'art d'aujourd'hui ne prend ainsi pas assez en compte les phénomènes d'érosion et de sédimentation rapides ainsi que la croissance d'herbiers à caractère saisonnier car la capacité à réaliser des jaugeages par les équipes de gestion reste en général assez limitée.

Aussi, pour améliorer la qualité et la fiabilité des données de débits notamment pour les usages de surveillance, EDF explore une méthode originale de tracé dite « dynamique » des courbes de tarage basée sur l'historique des jaugeages faits sur une station. On peut ainsi classer les stations d'hydrométrie selon une typologie issue de l'analyse du comportement passé et l'interprétation du dernier jaugeage permet d'objectiver une décision qui peut aller de la conservation pure et simple de la courbe en vigueur à la proposition d'un nouveau tracé.

On présente dans cet article les travaux développés par EDF. Dans un premier temps, on montre à partir d'exemples choisis comment on peut illustrer et qualifier l'instabilité des relations hauteur débit. Dans un second temps, on développe la méthode de tracé dynamique de la courbe de tarage et enfin, dans un troisième temps on aborde la question de la quantification des intervalles de confiance sur les données produites. En fin d'exposé, on montrera une ébauche d'un outil d'aide à la gestion qui devrait permettre un suivi de la qualité des stations hydrométriques en évaluant le nombre de jaugeages annuels nécessaire à la production d'une incertitude acceptable.

II. VARIABILITÉ ET DÉRIVE DU CONTRÔLE HYDRAULIQUE

II.1. Définition d'une courbe de tarage moyenne CM

Les stations d'hydrométrie classiques sont conçues sur le principe de l'univocité de la relation hauteur débit. Cette condition est remplie lorsqu'il existe un contrôle hydraulique. Dans les faits, celui-ci peut être constitué par une section de contrôle (seuil artificiel ou naturel) ou un tronçon de contrôle (Pilotage de la ligne d'eau par la pente et la rugosité du lit) [Audinet, 1995]. Dans les deux cas, on admet que la relation hauteur débit ou courbe de tarage peut être modélisée par la relation suivante :

$$Q = a.(H - H_0)^b, \quad (1)$$

où H_0 est la hauteur d'eau pour laquelle le débit est supposé être nul trouvé avec la méthode des moindres carrés, et a et b des paramètres de formes calés à l'aide d'une régression linéaire dans l'espace log log.

La population des jaugeages représentés est appelée « nuage 0 ». Il représente à lui tout seul tout le champ des possibles de la relation hauteur débit. On notera sans développer ce point que son établissement nécessite parfois un travail préliminaire qui consiste à s'assurer que tous les points sélectionnés ont tous été effectués dans le même référentiel : contrôle hydraulique et emplacement de l'échelle limnimétrique de référence. En ajustant le « nuage 0 » par une relation du type de l'équation (1), on définit une courbe moyenne (CM).

II.2. Comparaison des jaugeages à la CM

Chaque jaugeage du nuage 0 est comparé à la CM. Pour chaque couple de point $(H_i; Q_i)$, on calcule l'écart entre

H_i et la hauteur H_c définie par le modèle de type (1) et l'écart $(Q_i - Q_c)/Q_c$ qui représente l'écart en pour cent du débit mesuré Q_i au débit modélisé Q_c . La figure 1 donne une représentation pour la station de La Goulette sur l'Altier.

L'écart en hauteur permet d'approcher une réalité physique du lit des rivières : l'incision ou l'exhaussement. L'écart en % du débit permet quant à lui d'intégrer la notion de sensibilité de la relation hauteur débit. Dans les deux cas on peut introduire deux notions :

- La dérive de la relation hauteur débit qui correspond à la pente de chacune des variables en fonction du temps.
- La variabilité de la relation hauteur débit qui correspond à l'écart type des résidus à la droite de régression.

II.3. Application à un échantillon de stations - Définition de la stabilité

Les calculs de dérive et de variabilité pour le vecteur des écarts relatifs des débits mesurés aux débits modélisés sont appliqués à un échantillon de stations d'hydrométrie et on les compose à travers la figure 2 ci-après. Cela permet d'introduire un nouveau paramètre que l'on nommera stabilité de la courbe de tarage. La figure 2 explique la méthode de composition des deux variables et la qualification de la stabilité qui en découle.

La station d'Arthaz sur l'Arve est ainsi qualifiée de Très stable par croisement d'une dérive très faible et d'une

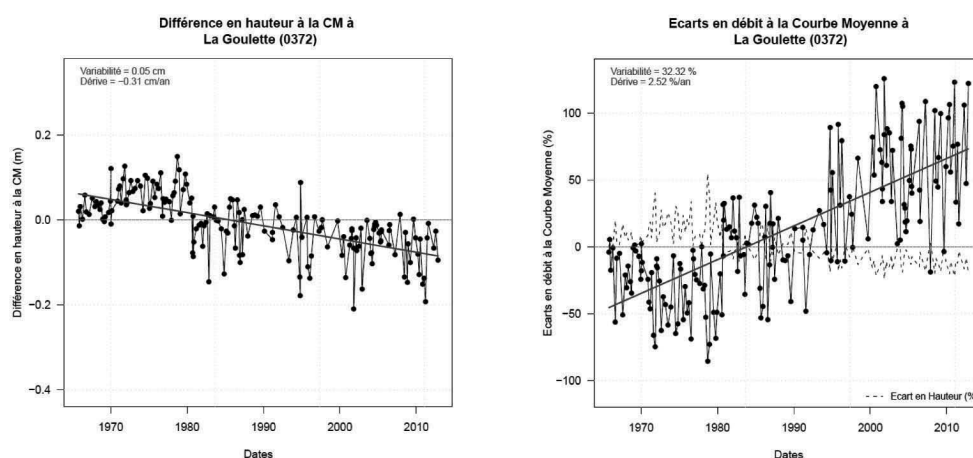


Figure 1 : Vecteur des écarts en hauteur à la CM (gauche) et vecteur des écarts en % des débits à la CM (droite).

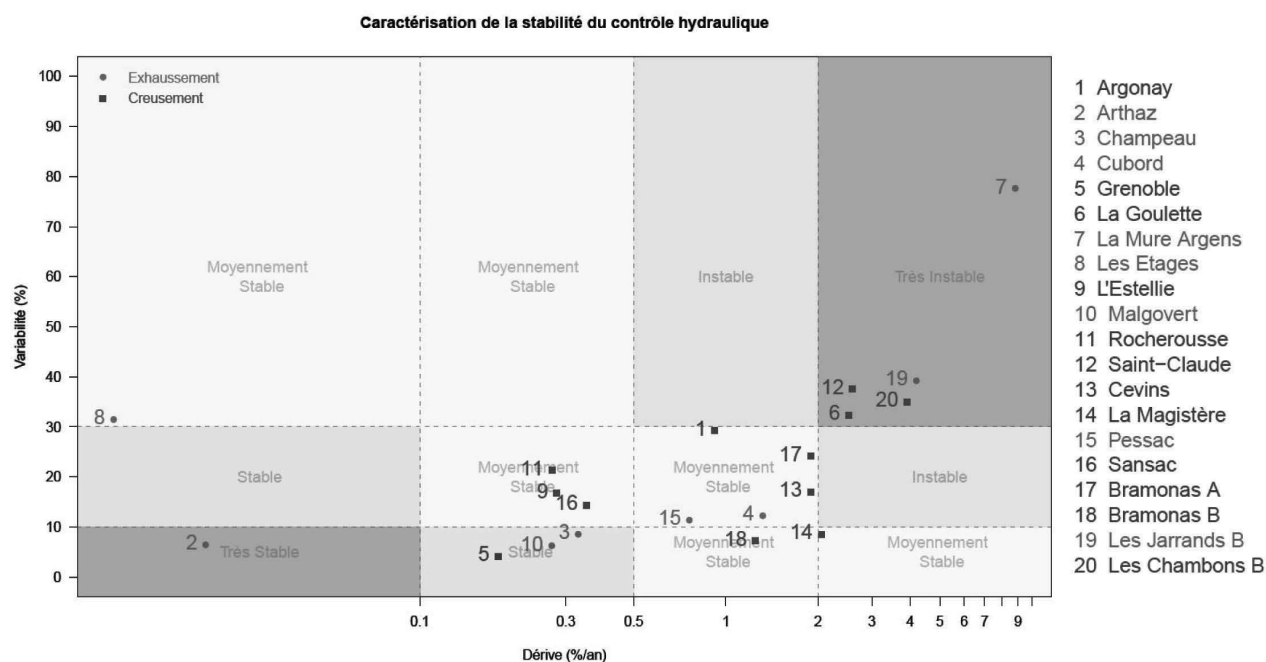


Figure 2 : Définition de la stabilité du contrôle hydraulique.

variabilité faible. A l'inverse la station de la Mûre Argens sur le Verdon est qualifiée de très instable par croisement d'une dérive forte et d'une variabilité forte.

L'examen de la figure 2 montre aussi que la limite de la variabilité semble se situer autour de 5 %. On conviendra que l'échantillon traité ne permet pas d'en tirer une conclusion définitive mais on est tenté de rapprocher ce constat de l'incertitude des jaugeages que les hydromètres continuent « d'estimer » entre 5 et 7 % de manière générale.

La figure 3 présente pour sa part le vecteur des écarts relatifs des débits mesurés aux débits modélisés pour un échantillon choisi de quatre stations. On peut ainsi comparer de visu le comportement de contrôles hydrauliques contrastés, de très stable à très instable. On remarquera au passage que la station des Étages dont la dérive est très faible sur la période présente en fait des variations de dérive puisque le lit se creuse dans une première période et s'exhausse dans une seconde phase. Ce simple constat suffit à montrer que l'analyse globale quoique intéressante et riche d'enseignements n'est pas suffisante pour caractériser le comportement d'une relation hauteur débit.

III. MÉTHODE DE TRACÉ DYNAMIQUE DES COURBES DE TARAGE

On se place dans la situation où sachant la population des jaugeages effectués sur une station, on génère une série de débit en recomposant une stratégie de gestion des courbes de tarage. On peut ainsi valoriser l'information de tous les jaugeages dès le début de l'exploitation du point de mesure.

III.1. Identification de populations homogènes et tracé des courbes 0 « CT0 »

Pour identifier dans la population des jaugeages du « nuage 0 », ceux qui ont été effectués dans des conditions hydrauliques similaires, on effectue un test de segmentation [Hubert et al, 1989]. Ce test effectué sur le vecteur des écarts en hauteur des jaugeages à la CM permet d'identifier chronologiquement des populations homogènes de jaugeages

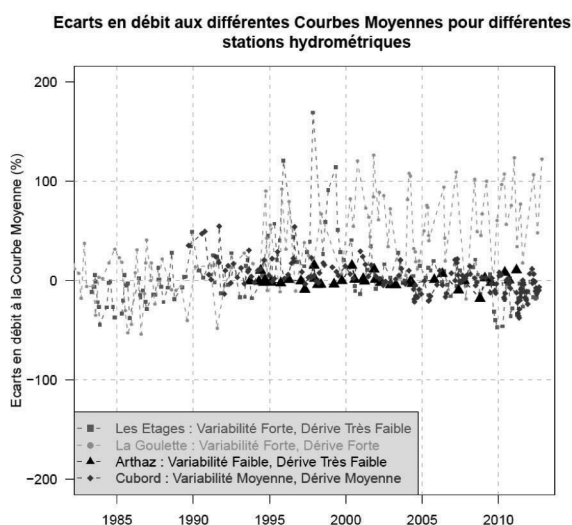


Figure 3 : Variabilité et dérive pour quelques stations hydrométriques.

en repérant des ruptures dans les données (Figure 4 (gauche)). Ces ruptures correspondent à des événements ayant affecté la station comme des crues par exemple. Une fois les populations identifiées, chacune d'entre elles est étudiée séparément.

Pour chaque population on trace une courbe de tarage « zéro » nommée CT0 selon le modèle proposé par l'équation (1) par des tirages de Monte Carlo. A ce stade, chaque jaugeage se voit affecté une incertitude en fonction de la méthode selon laquelle il a été effectué. On a retenu pour l'instant des incertitudes conventionnelles : 5 % au seuil de confiance de 70 %¹ pour les jaugeages effectués par exploration du champ des vitesses et entre 2 et 5 % au seuil de confiance de 70 % pour les jaugeages par dilution. Ces choix mériteront un approfondissement dans les développements futurs de nos travaux.

La partie des hautes eaux de la courbe de tarage est en général très mal connue car difficile à jaugeer. On fait l'hypothèse que quelque soit l'instabilité du contrôle hydraulique, la relation hauteur débit converge vers un point que l'on nommera « point de convergence ». Celui-ci est aujourd'hui choisi par modélisation hydraulique simplifiée. Ce mode de traitement est probablement insuffisant et devra également faire l'objet de travaux complémentaires.

Chaque jaugeage d'une population homogène de points est ensuite comparé à la CT0 de cette même population. On calcule alors pour chaque population l'écart en % du débit des jaugeages de la population homogène à la CT0 qui convient (Figure 4 (droite)) à l'instar de ce qui a été fait dans la première étape avec la courbe moyenne (Figure 1 (gauche)).¹

III.2. Notion de vieillissement du jaugeage

On fait l'hypothèse de bon sens qui consiste à dire qu'un jaugeage porte un maximum d'informations au moment de sa réalisation et que compte tenu du constat fait précédemment sur l'instabilité des relations hauteur débit, la pertinence de ces informations décroît en fonction du temps [Mathevet, 2008]. On traduit ce principe en faisant croître l'incertitude intrinsèque du jaugeage en fonction du temps. La méthode retenue est celle proposée par Jalbert [Jalbert et al, 2010]. On propose cependant une amélioration qui consiste à tracer une courbe de tarage pour chaque jaugeage, ce qui permet de mieux prendre en compte la variabilité de la relation hauteur débit. Cette courbe de tarage passe par le point de jaugeage et par le point de convergence pour les hauts débits. On insiste qu'à ce stade du développement, ces courbes de tarage ne constituent qu'une étape utile à la détermination du modèle de vieillissement.

III.3. Tracé des courbes de tarage

Pour chaque jaugeage, on identifie dans la population homogène de jaugeages historiques concernée ceux qui ont été effectués dans des conditions hydrauliques similaires (les analogues hydrauliques) en utilisant le vecteur des écarts relatifs en débit des jaugeages à la CT0 de la population considérée. Les jaugeages sont sélectionnés grâce à ce vecteur dans un intervalle à plus ou moins 5 % centré sur le jaugeage d'intérêt (Figure 4 (droite)). Cette valeur a été retenue suite au constat exprimé supra dans l'analyse de la stabilité des contrôles hydrauliques.

1. Fait référence à la probabilité d'être à plus ou moins un écart-type de la moyenne dans le cas d'une loi normale.

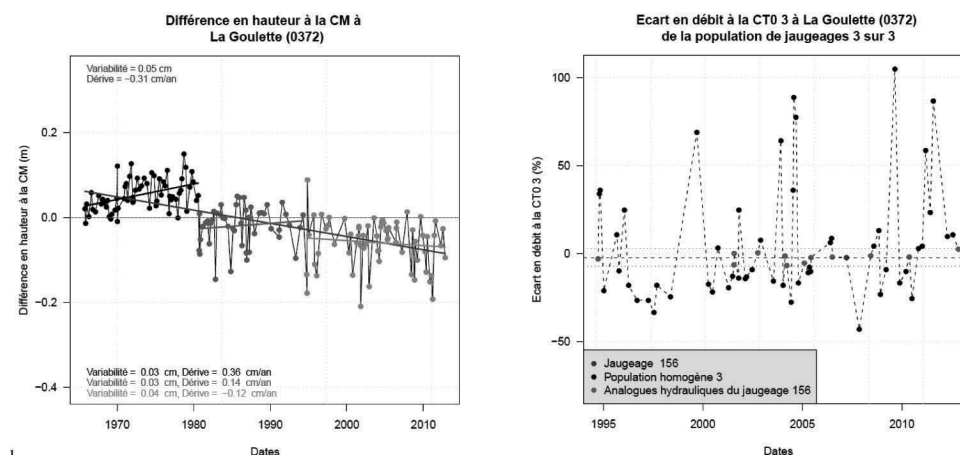


Figure 4 : Détection de populations homogènes de jaugeages avec le vecteur des écarts en hauteur (gauche) et méthode de sélection des analogues hydrauliques pour le tracé (droite).

Pour chaque population sélectionnée, on calcule une courbe de tarage par tirages de Monte Carlo en tenant compte des incertitudes de chacun des analogues hydraulique vieilliss (Figure 5). Cela s'exprime de la manière suivante :

$$\hat{Q}_j \sim N[Q_j, Q_j \sqrt{\varepsilon_j^2 + \sigma_j^2}], \quad (2)$$

où j est le rang des analogues hydrauliques sélectionnés pour le tracé, ε est l'incertitude associée à chaque analogue hydraulique, fonction de la méthode utilisée lors du jaugeage et de l'ordre de grandeur de débit mesuré, et σ le vieillissement de chaque analogue hydraulique sélectionné donné par l'approche variographique (cf. III.2 et Figure 6).

IV. MODÈLE D'INCERTITUDES

IV.1. Incertitudes sur les courbes de tarage

Pour chaque jaugeage et donc pour chacune des courbes de tarage, un intervalle de confiance initial à 70 % est

ensuite calculé à partir de la distribution des courbes de tarage déterminés à partir des tirages de Monte Carlo. Les quantiles 15 % et 85 % de toutes les courbes de tarage simulées représentent la part d'incertitude liée au tracé des courbes de tarage (S_e), et prennent en compte l'incertitude des jaugeages.

Un second terme d'incertitude (3) est pris en compte : celle liée à la mesure du niveau d'eau, au calage du capteur de mesure et à la sensibilité de la relation hauteur-débit (I_r).

$$I_r = S \sqrt{P^2 + C^2}, \quad (3)$$

où $S = \Delta Q / Q / \text{cm}$ est la sensibilité de la section pour la courbe considérée, P la précision des capteurs directement issue des données constructeurs, et C le calage des capteurs, adéquation entre la cote lue à l'échelle et la mesure du capteur. A ce stade du développement, on a considéré que $P = C = 0.5$ cm sur la base des indications fournies « à dire d'experts » par les producteurs de données. Ce point et notamment la valeur choisie pour C mériterait un approfondissement sur la base d'un retour d'expérience.

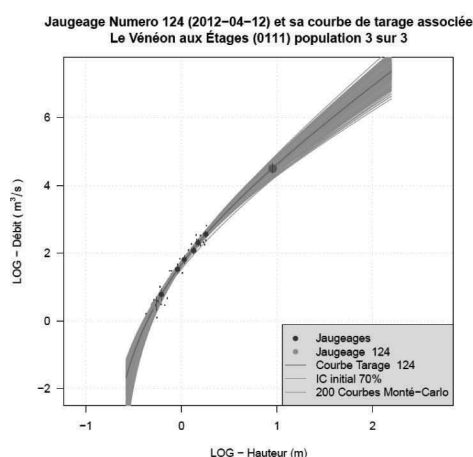


Figure 5 : Exemple de tracé avec tirages de Monte Carlo.

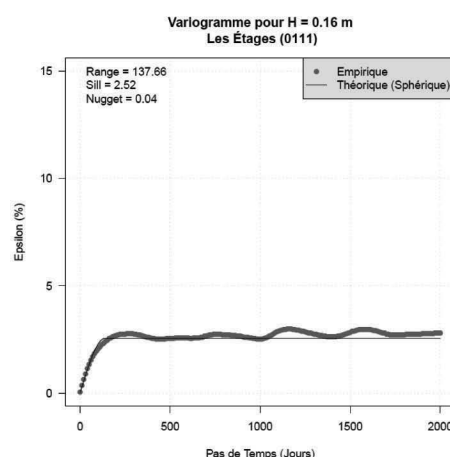


Figure 6 : Exemple de variogramme.

L'intervalle de confiance initial à 70 % (4) est alors la composition de ces deux termes d'incertitudes.

$$IC_{initial70\%} = \sqrt{S_e^2 + I_r^2}, \quad (4)$$

Cet intervalle de confiance initial à 70 % est calculé pour chaque courbe de tarage, donc à chaque nouveau jaugeage par principe de la méthode.

L'approche variographique en fonction du temps est ensuite réutilisée pour calculer le vieillissement (σ) et obtenir l'intervalle de confiance à 70 % final (5).

$$IC_{final70\%} = \sqrt{S_e^2 + I_r^2 + \sigma^2}, \quad (5)$$

où σ représente le vieillissement de la courbe de tarage utilisée pour la conversion de la hauteur considérée en débit.

IV.2. Incertitudes sur les chroniques de débit recalculées

Une nouvelle série de débit peut être calculée à partir des courbes de tarage issues de chacun des jaugeages et le modèle d'incertitude est appliqué pour construire un intervalle de confiance autour de la valeur de débit proposée.

L'intervalle de confiance final à 70 % (5) ainsi calculé pour chaque hauteur de l'hydrogramme augmente avec le temps et se voit actualisé à chaque nouveau jaugeage, puisque ce nouveau jaugeage donne directement naissance à une nouvelle courbe de tarage plus fiable car plus récente pour l'estimation des débits à venir (Figure 7).

V. OUTIL D'AIDE À LA GESTION DES STATIONS HYDROMÉTRIQUES

La détermination d'un intervalle de confiance pour chacune des données produites par une station d'hydrométrie permet d'envisager la création d'indicateurs pour en améliorer et optimiser la gestion. De manière très simple, on calcule l'intervalle de confiance moyen pour une année que l'on rapporte au nombre de jaugeages effectués la même année. On en donne un exemple à la figure 8.

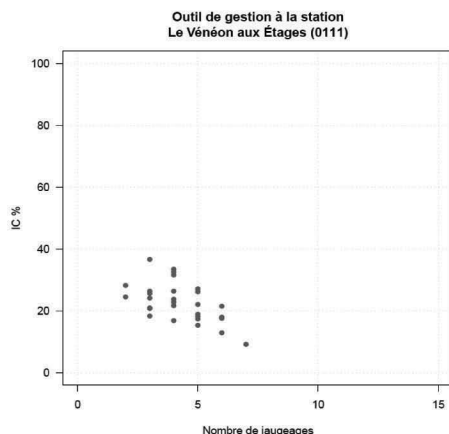


Figure 8 : Exemple d'outil de gestion.

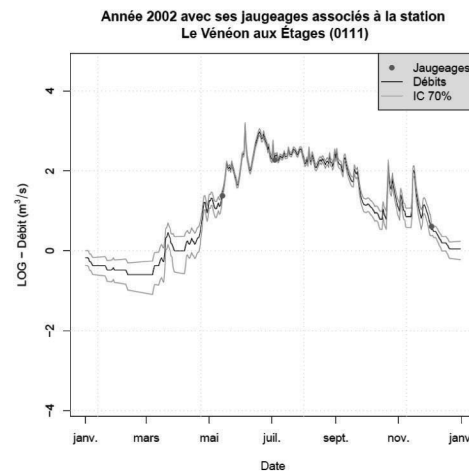


Figure 7 : Chronique de débits reconstituées avec intervalles de confiance.

On a répété l'exercice sur un panel de stations. En retenant par exemple le nombre de 5 jaugeages dans l'année, on calcule l'intervalle de confiance moyen annuel que l'on obtiendrait pour chacune des stations. Le résultat est présenté à la figure 9 et peut être rapproché à la figure 1 qui présentait les constats initiaux sur l'instabilité des relations hauteur débit.

En regardant l'intervalle de confiance sur les données produites (Figure 9), on réalise que l'objectif fixé de 5 jaugeages annuels sur chaque station est dans certains cas très insuffisant.

VI. CONCLUSION

L'instabilité des contrôles hydrauliques est quantifiée par une approche qui met en évidence deux notions : la dérive et la variabilité de la relation hauteur débit. Cela permet très simplement d'objectiver les actions d'exploitation des points de mesure : amélioration du contrôle ou recherche d'un nouveau contrôle, effort sur les jaugeages.

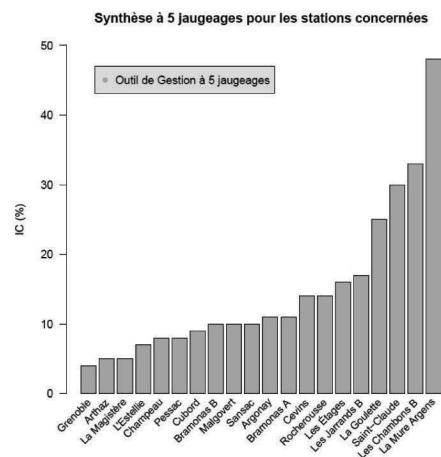


Figure 9 : IC moyen à 5 jaugeages pour les stations concernées.

La méthode proposée suggère un nouveau mode de gestion des courbes de tarage des stations d'hydrométrie. Elle introduit la notion de gestion dynamique de ces dernières en traçant une nouvelle courbe de tarage à chaque nouveau jaugeage. La méthode a été testée en simulation sur un bon nombre de stations avec satisfaction. Elle permet ainsi de mieux prendre en considération l'historique des jaugeages de la station.

L'application à une gestion temps réel reste encore à l'état de projet. Il reste notamment à définir les conditions d'application de la méthode dynamique dans la mesure où dans certaines conditions, notamment pour les stations les plus stables, elle ne se justifie pas. Ce point nécessite encore de nombreux travaux. On citera notamment : l'approfondissement du découpage en populations homogènes en testant d'autres hypothèses et d'autres tests, la justification de l'hypothèse du point de convergence par des approches de modélisation hydraulique, une objectivation des incertitudes des jaugeages. On signalera également qu'à ce stade d'avancement des travaux, l'approche variographique mériterait un traitement plus exhaustif.

Malgré ces réserves quant à la validité de la démarche scientifique qui impliquent nécessairement la poursuite des justifications indispensables à la validation de l'ensemble de la méthode, EDF DTG pense être en mesure de construire dès aujourd'hui des indicateurs de suivi qui vont permettre

d'améliorer les stratégies d'exploitation du réseau des stations d'hydrométrie en fonction de l'enjeu identifié.

VII. REFERENCES ET CITATIONS

- AUDINET M. (1995) — *Hydrométrie appliqué aux cours d'eau*. Éditions Eyrolles
- HUBERT P., CARBONNEL J-P., CHAOUCHE A. (1989) — Segmentation des séries hydrométéorologiques - Application à des séries de précipitations et de débits de l'Afrique de l'Ouest. *Journal of Hydrology*. **110(3-4)** : 349-367
- JALBERT J., MATHEVET T., FAVRE A-C. (2010) — Temporal variability estimation of discharges from rating curves using a variographic analysis. *Journal of Hydrology*. **397** : 83-92
- LANG M., PERRET C., RENOUF E., SAUQUET E., PAQUIER A. (2006) — Incertitudes sur les débits de crue. *La Houille Blanche*. **6** : 33-41
- MASSON J-M., GHIO M., LALLEMENT C., PARSY C., PHILIPPE J-P. (1987) — Débitmètre: précision des stations de jaugeages. *La Houille Blanche*. **4-5** : 333-338
- MATHEVET T., CARRE C., GARÇON R., PERRET C. (2008) — Estimation de l'incertitude d'un débit sur le réseau hydrométrique d'EDF. Actes du colloque. *Mesures hydrologiques et incertitudes en hydrométrie et qualité de l'eau*. Paris les 1 et 2 avril 2008

